

譯者的話

本書主要闡述了建築物地基、堤壩、擋土牆、斜坡和挖方等實際工程技術問題，還扼要地敘述了土的特性以及土力學理論。

本書內容共分三篇：第一篇是土的特性及其鑑別；第二篇是土力學理論，它闡明了土體的極限平衡、外力引起的變形以及土和水之間的相互作用等基本理論；第三篇是本書的主要部分，它詳述了建築物地基、堤壩、擋土牆、斜坡和挖方等工程的設計原理和施工經驗，也闡述了土的勘探測驗方法。書末附有公路和飛機場的地基、板樁岸牆、圍堰、隧道、涵洞等工程的設計和施工問題的參考要目。

本書的特點是，在闡述上述各項工程技術問題時，廣泛地運用了土力學理論以及土的特性，使土力學的近代知識與實際工程技術問題密切聯繫起來。

遇有本書中一些機械論的傾向之處，希讀者棄用和批判。

為了便於讀者參考起見，除對參考文獻按原文刊印外，本書譯文按原著作一一譯出。譯文對原著作的意見，難免不能很好地表達出來，尚希讀者批評和指正。本書承姜喬威同志校閱，深表感謝。

序 言

在迫切需要的情况下，数十年前創始了土力学。由于实际土壤问题的范围辽阔，解决这些问题的科学方法显然更加不足。欧美各国几乎在同时开始了补救这种情况的努力，而且短期内这些努力就产生了一門惊人的有用科学。

这种应用科学的最初成就鼓舞了结构分析的一个新的学科开始发展。因此理论研究的范围和深度迅速增长，試驗方法也发展到很高的精度。如果没有这些劳动的研究结果，是不可能求得土壤工程问题的合理解决的。

可是，土力学的研究活动曾有着一种不好的心理学上的作用。許多研究人員和教育工作人員的注意力，使这些研究活动轉向于在土壤工程问题的数学应用上自然地利用各种限制条件。因此，曾更多地強調取样和試驗方法的精細操作和用精确的方法解决那些极少数的問題。但是，祇有土层在水平方向上是均匀一致的、連續的，才能够求得精确的解答。而且，为了求得精确解答，研究工作必須包括极为特殊的取样和試驗操作方法，而这些又祇有在例外情况下才能認為是恰当的。絕大部分工程祇需要近似的預估方法，如果不能用简单方法来进行这种預估，那么它也就是不能做到的。如果不可能进行近似的預估，則在施工时必须对土壤的性質进行現場觀測，然后依据这些觀測結果把設計修正。这些事实並不违背土力学的目的，也不能加以忽視。本書內的題目就是依据这些情况来考虑的。

本書第一篇是叙述土壤的物理性質，第二篇是土力学的理論。这两編很短，但是它已包括了目前念工程的学生和一般工程师所必須瞭解的土力学的内容。本書的主要部分是第三篇。

第三篇是叙述在天然土层求結構复杂和土壤情况資料短缺的情形下，以合理的費用求得土方地基工程的滿意結果的技术。要达到这种目的，工程师們必須善于利用一切方法和所有材料——包括經驗总结、理論知識和土壤試驗。但是，除非这些材料加以細心地有区别地应用，否則所有这些材料都是无益的，因为几乎每一个有关土力学的实际问题都是至少有某些特点是沒有先例的。

第三篇內各項实际問題的討論，都是首先有批判地回溯一下常用的方法，然后逐步地說明利用土力学研究結果的目前已經實現的改进方法。所以，經驗丰富的工程师最好从本書的第三篇开始閱讀。他祇須将第一、二兩篇作为参考之用，以便求得他尚未熟悉的有关概念性的知識。否則他在認識到他所感到兴趣的某些材料的功用之前，他就不得不瞭解大量的材料。

第三篇中所包括的实际問題解決方法的細节，在經驗积累的过程中，可予增刪，而且由于其中某些方法祇是暫時的得策方法，它們在几年后也可能棄而不用。但是該篇中的半經驗方法的价值，我們相信是隨時可用的。該篇每节之末，附有参考文献。在参考文献中，凡是能培养細心的和得策的現場觀測能力和迫切需要的都已优先选择。必須強調指出，这些文献中的某些討論和总结的内容，可能較之該节本身为重要。

由于土工范围的辽阔，不能在一本書中适当地包括所有的材料，所以，像公路、飞

机场和隧道工程的各种重要内容均未列入。关于这方面的参考文献简目，已列入附录中。

在最初阶段，本书的原稿曾由西·波·撒斯教授慎重地研究过，他的评注对我们帮助很大。本书著者并感谢几位有实际经验的工程师在看了本书各部分后所提出的建议。我们特别感谢爱·依·寇明、渥·扣·泼克和欧夫·依·史启米特各位先生对于第三篇的批评，阿尔·依·甘利姆博士对于第4节的校阅，以及路斯·地·塔萨基博士协助第63节的准备工作。

对于本书内从其它方面搜集了的全部的或局部的图表，也表示感谢。爱尔曼·欧夫·海探教授担任了绘图工作。对于他的合作热忱和精细工作，本书著者深致谢忱。

卡尔·塔萨基

雷尔夫·皮·泼克

目 錄

符 号	6
緒 論	10

第一篇 土壤的物理性質

第一章 土壤的指示性質	11
第1节 指示性質在实用上的重要性	11
第2节 土壤的主要类型	11
第3节 土粒的大小和形状	14
第4节 极細土粒部分的性質	15
第5节 土壤的机械分析	19
第6节 基于粒径特性的土壤分类	20
第7节 土团	23
第8节 黏土的稠度和灵敏度	27
第9节 土壤說明最低要求	30
第二章 土壤的水力性質和力学性質	32
第10节 土壤的水力性質和力学性質的意义	32
第11节 土壤的渗透性	32
第12节 有效应力、中性应力和临界水力坡降	38
第13节 受側限土层的压縮性	41
第14节 黏土层的固結作用	51
第15节 土壤的抗剪强度	53
第16节 三軸压力試驗	61
第17节 流砂和軟黏土的剪力特性	65
第18节 土壤的应力和应变	68
第19节 振动对于土壤的作用	71
第三章 土壤的排水	72
第20节 地下水水面、土壤水分和毛细管現象	72
第21节 排水过程	75

第二篇 理論土力学

第四章 土壤內的塑性平衡	84
第22节 基本假定	84
第23节 塑性平衡状态	85
第24节 郎肯土压力理論	88
第25节 墙壁摩擦力对于滑动面形状的影响	92
第26节 擋土墙上主动土压力的庫倫理論	93
第27节 土压力的作用点	96
第28节 粗糙接触面上的被动土压力	97
第29节 浅基础的載重能力	101
第30节 墩台和承台的載重能力	106

第31节	斜坡的稳定性	109
第32节	挖坑内支撑上的土压力	115
第33节	土壤内的弯拱作用	119
第五章	沉陷和接触压力	119
第34节	緒論	119
第35节	荷重面积下土壤的垂直压力	120
第36节	基础的沉陷	124
第37节	接触压力和地基土壤反作用力的理論	126
第六章	土壤的水力学	129
第38节	水力学问题的范围	129
第39节	渗流計算	130
第40节	管湧力学	136
第41节	固結理論	138
第42节	土壤的稳定性	143

第三篇 設計和施工的問題

第七章	土壤探驗	149
第43节	土壤探驗的目的和范围	149
第44节	土壤探驗方法	151
第45节	地基土壤的探驗計劃	167
第八章	土压力和斜坡的稳定性	181
第46节	擋土牆	181
第47节	开挖前的排水	191
第48节	敞口挖方中的側支撐	198
第49节	山坡和敞口挖方斜坡的稳定性	204
第50节	土壤的压实	215
第51节	填土、土堤和土坝的設計	220
第52节	填土地基的稳定性	227
第九章	基础	234
第53节	建筑物的基础	234
第54节	基脚基础	237
第55节	筏基	253
第56节	樁基	260
第57节	墩基	276
第58节	坝基	281
第59节	管涌的防护措施	286
第十章	特殊原因所引起的沉陷	292
第60节	施工操作所引起的沉陷	292
第61节	地下水水位降低所引起的沉陷	298
第62节	振动所引起的沉陷	300
第63节	基础内混凝土崩解所引起的沉陷	301
附录	設計和施工的其他問題	305
	人名、地名中英文对照表	308

符 号

本書所用符号一般是依据1941年美国土木工程师学会所建議的土力学符号，但是为了避免混淆起見，另酌訂了其它符号。

目前美国各試驗室的試驗結果，慣常以公制表示；但在工地上和設計中都采用英制。为了适应这种情况，第一編土壤性質的指标和試驗結果都采用公制。第二編和第三編土力学的理論和实用則祇采用英制。但是土力学中各种計算中最常見的所依据数值可以很方便地按下列近似关系从一种单位換算为另一种单位：

1 公斤/公分² \approx 1 噸/呎² \approx 1 大气压力 = 34 呎水柱高 = 15 磅/吋²。上述关系中，噸是指短噸，每噸等于 2,000 磅。其它換算关系如下：

$$1 \text{ 磅} = 454 \text{ 克}$$

$$1 \text{ 公斤} = 2.2 \text{ 磅}$$

$$1 \text{ 呎} = 30.5 \text{ 公分}$$

下表內各数量的单位都用公制(公分-克-秒)。如果一数量的值用英制(呎-磅-秒)，依据上述关系，很容易地換算成公制。例如在下值中，

$$E = 120,000 \text{ 克/公分}^2$$

則在英制中应用上式，得

$$1 \text{ 克} = \frac{1}{454} \text{ 磅} \text{ 和 } 1 \text{ 公分} = \frac{1}{30.5} \text{ 呎}$$

故

$$E = 120,000 \times \frac{1}{454} \text{ 磅} \times \frac{30.5^2}{\text{呎}^2} = 120,000 \times 2.05 \text{ 磅/呎}^2 \\ = 245,000 \text{ 磅/呎}^2$$

如果符号之后沒有单位，那么这符号就是一个无单位的純数值。

A (公分 ²)	=面积;	D (公分)	=粒径; 深度; 直径; 两槽之間的中心距;
A_r	=取土器的面积比;	D_{10} (公分)	=有效粒径;
B (公分)	=宽度;	D_f (公分)	=基础深度;
a_v (公分 ² /克)	=压缩性系数;	D_r	=无凝聚性土壤的相对密度;
c (任何单位)	=常数;	d (公分)	=承桩的直径; 距离;
c (克)	=总凝聚力;	E (克/公分 ²)	=弹性模数(如果 E 是指一定应力的状态或范围, 則使用註脚符号);
c_a (克)	=总附着力;	E (伏特)	=电位差;
C_c	=現場土壤的压缩指数; 爬比;	e	=孔隙比;
C'_c	=重塑土壤的压缩指数;	e (庫倫/公分 ²)	=单位面积內的电荷;
C_s	=膨胀指数;	e_n	=最疏松状态时的孔隙比;
C_r	=相对稠度;	e_{min}	=最紧密状态时的孔隙比;
C_w	=加槽爬比(管湧損毀);	e_w	=单位固体体积中水分所佔的体
c (克/公分 ²)	=凝聚力;		
c (吋)	=“工程新聞”公式內的常数;		
C_v (公分 ² /秒)	=固結系数;		

	积(饱和土壤 $e_w=c$);	k_1 (公分/秒)	=平行于土层方向的渗透系数;
e_c	=临界孔隙比;	k_{11} (公分/秒)	=垂直于土层方向的渗透系数;
F (克)	=反作用力; 合力;	k_r (公分/秒)	=重质粘土的渗透系数;
f_s (克/公分 ²)	=土壤和承桩或墩台之间摩擦力和附着力的和;	k_h, k_v (克/公分 ²)	=挡土墙后填土压力计算的系数;
f	=土壤和建筑物底面之间的摩擦系数;	L (公分)	=爬径长度; 长度;
f_0 (1/秒)	=自然频率(振动);	L_w	=液限;
f_1 (1/秒)	=冲量的频率(振动);	I (公分)	=长度;
G_a	=气隙比(排水);	M_c (克-公分)	=凝聚力的力矩;
G_s	=安全因数;	m_v (公分 ² /克)	=体积压缩性系数;
H (公分)	=土层厚度。如果用于进行固结的土层, 则 H = 一面排水土层的厚度或两面排水土层厚度的一半;	N	=无量纲因数(N_c, N_r 和 N_g = 承载能力因数; N_s = 斜坡稳定理论中的稳定因数); 标准贯入试验时取土管的击数;
H (公分)	=锤的落高(打桩);	N_d	=流值 $=\tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$;
H_c (公分)	=斜坡的临界高度;	N_d	=等位差的数目(流网);
ΔH (公分)	=位置水头(水力学);	N_f	=流槽的数目(流网);
h (公分)	=水力水头;	"	=孔隙率; 桩群内桩的根数;
h_1 (公分)	=总水力水头;	n_d	=侧支撑的底至土压力作用点之间的距离与侧支撑总高度之比;
h_w (公分)	=压力水头;	n_d	=深度因数(斜坡的稳定性);
Δh (公分)	=等位差(水力学);	n_g	=地震强度;
h_c (公分)	=毛细管水上升高度; 管湧损毁时的临界水头;	P	=小于某粒径的土重百分比;
h_{cc} (公分)	=已排水的土壤内完全饱和的高度;	P (克/公分)	=总压力;
h_{cr} (公分)	=管湧损毁时, 依据爬径法计算的临界高度;	P_A (克/公分)	=无弯拱作用时的主动土压力(挡土墙; 主动郎肯状态);
h_r	=相对蒸气压力;	P_a (克/公分)	=有弯拱作用时的主动土压力(敞口挖方内的支撑);
h_{ra}	=相对湿度;	P_P (克/公分)	=被动土压力。这种土压力可分为取决于土壤土重的 P_P' 和取决于凝聚力及表面荷重的 P_P'' 。后者可再分为 P_c 和 P_q ;
I_w	=塑性指数;	ΔP_A (克/公分)	=由于线荷重 q' 所产生的部分主动土压力;
i	=水力坡降;	P_w (克/公分)	=总水压力;
i_c	=临界水力坡降;	P_w	=塑限;
i_p (克/公分 ²)	=水力坡降;	p (克/公分 ²)	=压力或正向应力; 地基土壤的反作用力;
K	=土体内某一点的水平压力与垂直压力之比;	$p_{1,2,3}$ (克/公分 ²)	=大主应力、中主应力和小主应力;
K_0	=静止土压力系数(即在弹性平衡的最初状态时的 K 值);	p_h (克/公分 ²)	=垂直面上的水平压力;
K_A	=主动土压力系数;		
K_P	=被动土压力系数;		
K (公分 ²)	=渗透性		
K_s (克/公分 ²)	=地基土壤反作用力系数;		
k (公分/秒)	=渗透系数;		

p_v (克/公分 ²)	=水平面上的垂直压力;	Q_{Pr} (克)	=墩台底面上的临界荷重;
p_c (克/公分 ²)	=侧限压力; 四周压力;	Q_i (克)	=基脚或筏基上的超荷重, 它是淨死荷重 Q_{dn} 和活荷重 Q_l 之和; 承桩上的荷重是房屋所加的荷重 Q 和由于负值表皮摩擦力的 $Q' + Q''$ 之和;
p_A (克/公分 ²)	=主动土压力强度;	q (克/公分 ²)	=均匀分布荷重; 每单位面积内的表面荷重; 外加的轴向压力 (三轴试验);
\bar{p} (克/公分 ²)	=有效压力 (p 上一短划也可以省掉);	q' (克/公分)	=均匀分布线荷重;
p_0 (克/公分 ²)	=开始压力; 现有积土压力;	q_a (克/公分 ²)	=许可载重能力;
p_0' (克/公分 ²)	=现场土壤的最大固结压力;	q_c (克/公分 ²)	=侧限抗压强度;
Δp_0 (克/公分 ²)	=暂时增加的积土压力;	q_d (克/公分 ²)	=紧密土壤或坚硬土壤的最后载重能力。 q_d 是疏松土壤或软土壤的最后载重能力。 q_{dr} 、 q_{ds} 和 q_{d0} 分别是圆形基脚、正方形基脚和连续基脚的最后载重能力;
Δp (克/公分 ²)	=压力变化; 固结应力;	q_u (克/公分 ²)	=无侧限的抗压强度;
p' (克/公分 ²)	=剪力试样上的最大固结压力;	r (公分)	=半径;
p_a (克/公分 ²)	=由于单位面积内表面荷重 q 所增加的挡土墙上土压力;	r_f (公分)	=摩擦圆的半径 (斜坡的稳定性);
p'_q (克/公分)	=由于单位长度 (平行于挡土墙墙顶) 内表面荷重 q' 所增加的挡土墙上土压力;	S (克/公分)	=基底和坝基土壤之间的总抗滑力;
p_a (克/公分 ²)	=剪力试样上的开始固结压力; 大气压力;	S (公分)	=沉降量; 落锤夯击下桩的贯入深度;
p_{cr} (克/公分 ²)	=慢剪试验和固结快剪试验中土壤的抗剪强度彼此相等时的压力;	S_e (公分)	=落锤夯击下桩的暂时弹性压缩量;
p_k (克/公分 ²)	=毛细管水压力;	S_r	=饱和度;
p_s (克/公分 ³)	=渗透压力;	S_i	=灵敏度;
p_u (克/公分 ²)	=第22a图上b点的压力;	S_w	=缩限;
Q (公分 ³ /秒或公分 ² /秒)	=流量; 单位长度内流量;	τ (克/公分 ²)	=抗剪强度;
Q (克)	=集中荷重;	T (度, 摄氏)	=温度;
Q_a (克)	=承桩的许可荷重;	T_s (克/公分)	=液体的表面张力;
Q_c (克)	=桩群的最后载重能力;	T_0	=时间因数 (固结理论);
Q_d (克)	=承桩的最后静阻力;	T_w	=粘限;
Q_d (克或克/公分)	=基脚或墩台下紧密土壤或坚硬土壤的临界荷重。这种荷重可分为: 由于土壤重量所产生的 Q' 和由于凝聚力 and 表面荷重所产生的 Q'' 。 Q_{dr} 是圆形基脚的载重能力, Q_{ds} 是正方形基脚的载重能力;	t (秒)	=时间;
Q'_d (克或克/公分)	=基脚或墩台下疏松土壤或软土壤的临界荷重;	τ (克/公分 ²)	=剪应力;
Q_{dy} (克)	=打桩时承桩的动阻力;	U (克/公分)	=坝底上的总中性压力;
Q_t (克)	=表皮摩擦力 (总);	U	=固结百分数; 均匀系数 $= D_{60}/D_{10}$;
Q_P (克)	=承桩的顶尖阻力;	u (克/公分 ²)	=超静水压力;
		u_w (克/公分 ²)	=中性应力; 孔隙水压力;
		V (公分 ³)	=总体积;

V_v (公分 ³)	=孔隙总体积;	δ (度)	=墙壁摩擦角; 平面上合力和該平面上法綫之間的角度;
v (公分/秒)	=流速;	e	=自然对数之底; 应变;
v_s (公分/秒)	=渗速;	η (克/公分 ² 秒)	=粘滯系数 (即动力粘滯系数——譯注);
W (克或克/公分)	=重量;	θ (度)	=角度; 中心角;
W_H (克)	=打樁机的落錘重量;	μ	=波松比; 公微 (即千分之一公厘——譯注);
W_P (克)	=承樁的重量;	Φ	=流速势 (流网);
W_S (克)	=被基脚或地下室所代替的土壤有效重量;	ϕ (度)	=內摩擦角; 庫倫方程式中的抗剪阻力角;
u	=含水量, 以乾土重的百分数計算;	ϕ_a (度)	=部分飽和粘土的抗剪阻力角;
z (公分)	=深度;	ϕ_{cq} (度)	=在固結快剪試驗情况中的抗剪阻力角;
z_c (公分)	=张力綫的深度;	ϕ_s (度)	=在慢剪試驗情况中的抗剪阻力角;
α	=角度;	$\log a$	= a 的自然对数;
β (度)	=坡角;	$\log_{10} a$	=以10为底的 a 的对数;
γ (克/公分 ³)	=公重 (土、水和空气);	\overline{ab}	=沿直綫量度的 ab 距离;
γ' (克/公分 ³)	=浮公重 (即飽和土壤在水中的公重——譯注);	\widehat{ab}	=沿弧綫量度的 ab 距离;
γ_d (克/公分 ³)	=土壤的乾公重 (土壤內水分体积完全为空气所代替);	\approx	表示近似相等;
γ_{dr} (克/公分 ³)	=重塑土样的乾公重;	15.3	表示第15节內方程式3。每頁顶部注有各节节数。
γ_{di} (克/公分 ³)	=不扰动土样的乾公重;		
γ_w (克/公分 ³)	=水的公重;		
γ_s (克/公分 ³)	=土粒公重;		
Δ	=增量;		

緒 論

工程实用土力学可分为下列三篇：

第一篇 土壤的物理性質；

第二篇 理論土力学；

第三篇 設計和施工的問題。

第一篇是叙述均匀一致的不扰动土壤和重塑土壤的物理性質和力学性質。它討論用以鑑別各种土壤实用标准和土壤說明的土壤性質，並論及施工期間及施工后对土体性能有直接关系的各种土壤性質。

第二篇的論述是提供讀者在解决土壤的稳定性或載重能力或土壤和水之間的相互作用的問題时有一基本的認識。所有这些理論，是以土壤的力学性質和水力性質的根本簡單假定为依据的。但是，如果它們适当地应用，那么，对于大部分的实际問題，这些近似方法所得結果是足够精确的。

第三篇是論及土壤性能和土力学理論的近代知識在基础工程和土方工程設計和施工的应用。至于公路和飞机場的路面設計，因其本身是一独特的土方工程，故仅在附录中附有参考資料。

土壤的各种物理性質一般可依研究工程材料性質的方法加以研究，土力学的理論也是普通理論力学的一部分。惟基础工程和土方工程的設計和施工，因其本身包括了与其它結構工程不同的推理方法和工作步驟，故自成为一門独立的課題，它是本書的最重要部分——第三篇。在其它場合中，工程师仅关心于工厂产品如鋼材、混凝土、以及經過审慎选择的天然材料如木材或石料所造成的建筑物在受力后的影响。由于这些材料的性能都能可靠地測定，故有关各种設計問題，常几可以直接应用理論或模型試驗的結果来解决。

另一方面，野外土壤的各种記載和結論都包含着許多未定的因素。在极端的情况中，設計所依据的概念仅为一种粗淺的实用假說，可能与实际出入很大。在这样情况中，仅能采用所謂“观测方法”来消除部分或全部失敗的危險。这种方法就是在施工期間作适当的現場观测，以檢查設計人員所拟的假定和实际情况之間有无失真象征，並依据这些发现来修改設計或施工方法。

这些理由决定了第三篇的內容和編著方法。第三篇首先論及在所选建筑場地上用鉆探、触探、取样和試驗等技术方法来求得有关地基土壤的資料，而不是一开始就論述应用理論上的原理来設計。这种探驗工作所付出的時間和勞動虽大，但其結果通常具有更多的实用价值。

第三篇以后数章是論述挡土牆、土坝和地基基础等建筑物的一般設計原理。这些建筑物的性能大都由土壤的物理性質和地基土壤的情况来决定。由于我們对地基土壤情况常不能完全瞭解，所以在設計的基本假定內必然有許多未定因素。这些因素需要在本書繼續研討。至于其它結構設計方面的書本中，則並不需要这样的討論，因为有关其它一般建筑材料的工程性質的基本假定，一般說是可靠的。

第一篇 土壤的物理性質

第一篇的內容分成三章：第一章敘述鑑別各種土壤或同一土壤在不同狀態時所通常採用的方法；第二章敘述土壤的水力性質和力學性質，以及測定這些性質的代表數值所用的試驗方法；第三章敘述土壤排水的物理過程。

第一章 土壤的指示性質

第1節 指示性質在實用上的重要性

地基工程和土方工程的成功，較之土木工程中的其它工程，更有賴於實際經驗。一般支承土壤或被土壤支承的建築物設計必須依據簡單的經驗法則。不過這些法則只有經驗豐富的工程師才能安全應用。大型工程的特殊建築物，可能需要廣泛應用科學方法來設計，但是除非負責設計的工程師具有豐富的經驗，那麼他就不能周密地釐訂研究計劃，也不能靈活地推求它們的結果。

由於個人的經驗是有限的，因此工程師必須在某種程度上借重他人的經驗記載。如果這些記載足夠包括對土壤情況的說明，那麼它們確是一座寶貴的資料倉庫。否則這些資料便會造成錯誤。在結構工程方面，如果桁樑損毀記載中，除了一些主要資料而外，並沒有桁樑是由鑄或鑄鐵制成的說明，那麼這種記載是價值不大的。過去地基經驗的所有資料中，土壤的性質僅是用一般的名詞來表示，例如“細砂”或“軟粘土”。但是，兩種細砂取自不同地點，它們力學性質的不同，遠較鑄鐵和鋼之間為大。因此，目前為了設法消除疑難的土壤問題，首先在於決定各種土壤的分類和鑑別方法。鑑別土壤所依據的性質叫做土壤的指示性質，測定指示性質的試驗叫做分類試驗。

任何土壤的性質都能用適當的人工方法加以改變。例如振動能使松砂變成緊砂。故野外土壤的性能不僅取決於土體內各種成分的性質，而且也取決於這塊土體內顆粒排列的性質。因此，指示性質可分為兩種：土粒性質和土團性質。土粒性質主要是土粒的大小、形狀和在粘性土壤中最小土粒的礦物性質。無疑聚性土壤的最重要的土團性質是相對密度，而凝聚性土壤則為稠度。

在討論土粒性質和土團性質之前，首先要敘述土壤的主要類型，其次結合現場的觀察記錄扼要地敘述對土壤作適當描述所需的最低要求。

第2節 土壤的主要類型

土木工程師是粗略地將地殼的組成物質分為土壤和岩石兩大類。土壤是一種由礦物顆粒組成的自然團，它能以緩和的機械方法使之分離，例如在水中攪動。而岩石則是一種由極大強度和永久性的凝聚力結合的礦物所組成的自然團。所謂“極大強度”和“永久性”的兩個形容詞可以有不同的解釋，故土壤和岩石的界限並不是很絕對的。事實上有許多礦物顆粒組成的自然團，就很難於鑑別它為土壤抑為岩石。但本書中所用土壤名

詞，仅指毫無疑問地合乎上述定义的物質。

虽然土木工程师常通曉上述述語，但並不普遍采用。例如，地質家認為：岩石一詞系指組成地殼的一切物質，並不計及各礦物顆粒彼此間的結合程度，而土壤一詞則仅是那些能生長植物的那一部分地殼物質。因此，如果土木工程师应用其它工作者所得的資料，他必須瞭解所采用土壤和岩石两种名詞的涵义。

依据土壤的成分来源，它可以分成两大类：一类是主要由于岩石經過化学和物理的风化作用后所产生的土壤；一类是主要由于含有有机物組成的土壤。如果岩石风化后的产物仍留于它的原来位置，这些产物是属于殘积土壤。否則，不論搬运的动因是什么，它都是叫做运积土壤。

殘积土壤的深度主要視气候情况和暴露在空气中的時間而定。某些地区內这一深度可达数百呎。温带地区的殘积土壤通常是堅实的和稳定的。这一規律的例外情形很少。另一方面，許多运积土壤的沉积土，既松且軟，深达数百呎。故基础和其它工程施工中所遇到的困难几乎全系和运积土壤有关。

有机質組成的土壤主要是在原来地点形成，它們或由于像泥炭苔蘚等类植物的生長及其腐化，或由于有机体的无机骨骼或貝殼碎块的堆积。故有机質組成土壤可以是有机或是无机的。有机土壤一詞通常是指运积土壤中风化岩石內含有較显著的腐化植物的混合物。

建筑物地基的土壤情形，常用鉆孔法或試井法来探驗。鉆探工作人員取得土样时应加以檢驗。他們应按照当地常用土壤分类方法予以鑑別，並制成鉆探記錄，这种記錄应載明每种土壤的名称和标高。土壤的名称是用軟硬、顏色和其它屬性的形容詞加以說明。此后，这种記錄可按照試驗室內土壤試驗的結果，加以补充說明。

下列土壤种类是有經驗的鉆探工作人員和施工工程师在野外土壤分类时所常用的名詞。

砂和礫是圓滑的次稜角形或稜角形的碎粒所組成的无凝聚性团聚体，这些碎粒大抵是未經风化的岩石或矿物。小于1/8吋的顆粒是砂粒，自1/8吋至6吋或8吋的顆粒是礫。大于8吋的碎块是漂石。

硬盘泥是鉆探工具貫入时具有极大阻力的土壤。硬盘泥一般是极緊密的、級配优良的而帶有凝聚性的由矿物顆粒組成的团聚体。

无机粉沙是一种几无塑性或无塑性的細粒土壤。塑性最低的土壤一般是由大小大致相等的石英粒組成，它有时叫做石粉，塑性最高的土壤含有較大百分数的片狀顆粒，这就是塑性粉沙。由于无机粉沙的結構光滑，它常易誤認為粘土，但它是无須用試驗方法就可以和粘土区别出来。如果把一块含水飽和的无机粉沙放在手掌里搖动，則有足够水分被挤出，而使其表面呈現光澤。如果用手指屈挤这土块，則它的表面又再变为无光澤。这种試驗叫做搖动試驗。这土块乾后是易碎的，如以手指撫摩，即会粘上粉末。粉沙比較不透水，但是如果它是在疏松状态，它便能像浓粘滯液体一样昇入鉆孔中或探孔中。这种最不稳定的土壤，在各地均有各种不同的名称，例如牛肝土和流沙^①。

① 流沙这名詞，通常也应用于細砂或极細砂，这些砂在受到向上的滲流作用时能变成半流体状态。故这个名詞可表示一种物質，或表示一种状态。

有机粉沙是一种掺有細粒有机物的带有塑性的細粒土壤。在这种土壤中也可能有貝殼和部分腐化植物的可見碎屑存在。它的顏色自淡灰色至深灰色，它含有大量的硫化二氢(H_2S)、二氧化碳(CO_2)和有机物腐化后所产生的其它气体，因此它有特殊的气味。有机粉沙的滲透性极低，但是它的压縮性极高。

粘土是岩石經化学分解而成的微粒团聚体。它的顆粒要用普通显微镜或高倍显微镜才能看到。它能在广泛的含水量范围内具有塑性。它的乾土样极硬，以手指撫摩乾土样的表面不会粘上粉末。它的滲透性极低。美国西部的强粘性粘土是另一种粘土，这种粘土在塑性状态时像肥皂或蜡，有极大塑性。含水量較大时，它的胶粘性极高。

有机粘土是含有微細有机物因而具有某些特殊物理性質的粘土。当含水飽和时有机粘土极易压縮，但乾时的强度极高。它常是深灰色或黑色，並可能有一种特殊的气味。

泥炭是一种略带纖維状的腐化植物細屑的团聚体，这种細屑用肉眼和普通显微镜可以看到。它的顏色是在淡棕色和黑色之間。由于它易于压縮，故絕不宜作为地基或堤坝。

如果一种土壤是由两种不同土壤类型所組成，那么，成分較多的一种土壤用作名詞，成分較小的一种土壤用作形容詞。例如：粉質沙土是表示土壤內砂佔多数，而粉沙則佔少数。砂質粘土是指具有粘土性質的土壤，但含有一定分量的砂。

砂和礫的土团性質可以定性地用疏松、中等和紧密等詞句来形容，但粘土的土团性質則用坚硬、中等和軟等詞句来形容。这些詞句通常是鉆探工作人員依据鉆探工具和取土器进入土层的难易以及土样的稠度等因素而估定的。但是，由于这种估定方法可能使人对土壤的一般性質产生极端錯誤的概念，所以，当土壤的力学性質对于設計有重要影响时，这些定性的說明必須輔以定量的資料。定量的資料通常是由第8节的不扰动土样試驗和第44节的适当的野外試驗得来。

记录邻近鑽孔各不同土层的顏色，則在連系各鉆孔记录时可減少发生錯誤的危險。土壤顏色也表示土壤性質的不同。例如，如果水下粘土层的頂层是淡黄色或棕色，而且較之在它下面的粘土为硬，那么这頂层可能是曾在空气中暴露，以致暫時乾燥和風化。若同一土层产生不同顏色，則常用杂斑点、斑紋、斑点或小斑点等詞句來說明。有机土壤的顏色常是深暗色或灰黄色。

在某些地質条件下所形成的土壤，它是有一些特点的，例如：有根孔状結構或有明显的有規則的层理。由于有这些特点，所以它很容易在野外識別，並各有通曉的特殊名称。下面將論述这些土壤的定义和說明。

冰川粘土或漂礫粘土是一种不成层理的粘土、粉沙、砂、礫和漂石的冰河沉积土。在冰川期曾为冰川复盖的地区，它的部分岩石表面就盖着这一层漂礫粘土。

凝灰土是火山爆发时噴出极細的矿物或碎石，經過水或风的搬运沉积而形成的細粒团聚体。

黄土是一种均匀而有凝聚性的風成沉积土。它的顆粒大小，大部分是在0.01和0.05公厘的窄狭范围内，凝聚力是由于存在一些石灰結合料。它的最普通顏色是淡棕色。黄土的特性是有垂直根孔，並能几成垂直直立。真正黄土层是从来不含水飽和的。在含水飽和以后，各顆粒間的結合料便会溶解，土层表面便会下陷。

次生黄土是黄土的一种，它經過地質的次生作用(包括暫时的淹沒、冲刷、並隨之

沉积)，化学变化(包括土粒間結合力的消失)或土壤間較易消失的成分(例如长石)发生化学分解，因而失去了它的典型特性。在完全化学分解后，它便成为黄土質壤土。黄土質壤土的塑性較其它次生黄土为大。

砂藻土是由微細砂粉集积而成，通常是白色，它的主要部分或全部是藻类遺骸。藻类一詞是应用于一群由显微镜可見的单細胞海藻或淡水藻，它的特性是有砂質細胞壁。

湖成泥灰土或沼灰土是一种白色細粒粉状的石灰質沉积土，它是由湖沼中的植物沉积而成。有泥炭湖床的地方，常同时有湖成泥灰土。

泥灰土一詞的使用范围是很广泛的，凡是各种比較硬或极硬的海成石灰質而帶有青綠色的粘土都叫做泥灰土。

石灰砂質粘土是用于美国西南部和其他乾旱地区的一种土壤名称，它是种类繁多的淡色土壤，可以是砂質粉沙以至于塑性极大的粘土。

鈣积土层是指由碳酸盐(例如石灰)将土粒結合的土层。这些土层常在地面下数呎深度处发现，厚度自数吋至数呎。它的形成似和半乾旱气候有关。

冰成粘土是由灰色无机粉沙和深暗色粉沙質粘土两种土壤层次交錯而成。这种土层厚度很少超过半吋，但有时也极厚。冰川末期，溶解的水将冰成粘土的成分运入淡水湖。这种土壤易于兼有粉沙和軟粘土的不良性質。

斑脫粘土是含有大量蒙脫土的一种粘土，見第4节。大部斑脫粘土是由火山灰的化学变化所形成。乾的斑脫粘土和水接触后，它的膨胀較其它乾的粘土为大，含水飽和的斑脫粘土变乾时，收縮也較大。美国密西西比河以西各州，事实上均有斑脫粘土沉积土，如田納西州、堪薩斯州和亚拉巴馬州；其它数州也有少量存在。墨西哥国内的斑脫粘土也很普遍。

野外土壤分类中所用每一土名，它所包括的各种物質的变化范围是比較大的。而且，有关軟硬和密度等名詞的选用，几全視从事土壤探驗人員而定。因此，野外的土壤分类常是比較不肯定和不精确的。祇有土壤的物理性質試驗，測定这些性質的代表数值才能获得更为肯定的認識。

土壤探驗方法包括鉆探、取样和測定土壤性質平均数值的步驟，它是工程設計和施工的一部分。本書第三編第七章內將予以討論。

第3节 土粒的大小和形狀

构成土壤的顆粒大小，可以自漂石至大的分子。

大于0.06公厘的土粒，可借肉眼或手放大鏡檢察出来。它們組成了土壤的极粗土粒部分和粗土粒部分。

介于0.06公厘至 2μ ($1\mu=1$ 公微= 0.001 公厘)的土粒，仅能以显微镜檢察出来。它們代表了土壤的細土粒部分。

小于 2μ 的土粒組成了土壤的极細土粒部分。介于 2μ 和約 0.1μ 的土粒，可以在显微镜下观察到，但不能辨別它們的形狀。大約小于 1μ 的土粒，可以用电子显微镜来决定它的形狀。它們的分子結構可以用X光分析法来研究。

把土团分成不同顆粒大小范围所組成的粗細土粒部分的方法叫做机械分析，从机械分析知道，大部分天然土壤所包含的土粒，是由两种以上土粒部分所組成。各种顆粒混合

的土壤，它的一般性質几乎完全是由最小土粒部分的性質来决定。就这一点而言，土壤是和混凝土有些类似。混凝土的性質主要是由水泥决定，而組成混凝土的大部分的摻合料是沒有主要作用的。在各种顆粒混合的土壤內，沒有主要作用的“摻合料”部分約佔总乾土重的80或90%。其余是有决定性作用的部分。

极粗土粒部分(例如礫)是由含有一种以上矿物成分的岩石碎片組成。这种碎片可能是稜角形、次稜角形、圓形或扁平形。它們可能是新生的岩石、或是經過风化的岩石。它們可能是堅硬的或是脆弱的。

粗土粒部分(例如砂)主要是由石英粒組成。各个单独顆粒可能是稜角形。次稜角形或圓形。有些砂含有相当高百分比的云母片，因而具有极大的彈性或彈力。

在細土粒部分和极細土粒部分中，通常任一土粒仅有一种矿物組成。这种土粒可能是稜角形、扁平形、或在很少情形下是針形，圓形的顆粒是不会有。在例外的情形下，細土粒部份含有高百分比的多孔化石，例如藻类，因此产生了不正常的力学性質。一般來說，土粒变細，則土壤內扁平形成分的百分数也增加。

如果土团內大部分土粒大小均在某一土粒部分範圍內，則这种土团叫做均匀土壤。极粗的或粗的均匀土壤是常見的，但是极細的或胶質的均匀土壤极少遇到。一切粘土都含有細的、极細的和胶質的成分，而且有些粘土甚至还含有粗土粒。粘土的最細土粒部份主要是由扁平形顆粒組成。

天然土壤的极細土粒部分中含有大量的扁平形顆粒，乃是土壤形成的地質作用的結果。大部分土壤是由岩石的化学风化作用而來。构成岩石本身的一部分是化学上极稳定的矿物，另一部分是較不稳定的矿物。化学风化作用使較不稳定的矿物变为顆粒极小的易碎的次生矿物，它通常是扁平形結晶体，而稳定的矿物則实际上保持不变。所以，风化作用使岩石变为土团，而这种土团是由稳定或接近于稳固的矿物成分以及主要含有分离的扁平形土粒的杂质所組成。当水流运输这种土团时，土团破碎，而它的成分受冲击而磨損。磨損的純机械过程，並不使大小相等的稳定的硬質矿物顆粒碎成小于大約 10μ (0.01公厘)的土粒。另一方面，次生矿物的易碎扁平形土粒，虽然原来极細，但是它易于碎成更細的土粒。故天然土壤的极細土粒部分，主要由次生矿物的扁平形顆粒組成。

第4节 极細土粒部分的性質

表面活动性和吸附层

当比較各种土壤的粗土粒部分时，显然它們都有类似的性質。大部分土壤的細土粒部分，在各个主要方面也都类似。但是各种土壤的极細土粒部分(土粒直徑小于 2μ)的性質，則彼此間有显著的不同。如果不考虑到土粒表面所存在的力，那么这些事实是不能解釋的。

每一土粒的表面都帶有負电荷。这种电荷的强度主要視土粒的矿物性質而定。土粒表面电荷的物理及化学活动性，构成了矿物的表面活动性。矿物表面活动性的高低，全視表面电荷的强度而定。

在自然界中，各种土粒都是被水所包围。因为水分子易于极化，土粒表面的負电荷吸引着水分子的正电荷(氫)。故固体和水之間的边界附近，水分子按一定形式排列着。在这区域以外，离这边界至某一距离內，水的分子結構受着所謂分子鏈鎖作用的影响。

位于这种影响范围内的水分叫做吸附层。在这种吸附层内，水的物理性质和同一温度下的自由水分或正常水分的物理性质极不相同。接近于土粒表面的水分具有固体的性质。在这层的中部，它和粘滞性很大的液体类似。渐近于最外面的水分，则它的性质是正常的。

各种粘土中的吸附层都含有正电荷的质点，这种质点叫做离子，它是从四周的液体移来。它是由电解质所供给，电解质溶解于水中时，它分解成正电荷的阳离子和负电荷的阴离子。因为水分子的极小部分常分解成氢离子 H^+ 和氢氧离子 OH^- ，所以水本身是一种电解质。酸类分解成氢的阳离子和例如 Cl 或 SO_4 的阴离子。盐类和盐基分解成金属的阳离子（例如：钠 (Na) 、钙 (Ca) 或镁 (Mg) ）和非金属的阴离子。因为各个土粒的表面都带有负电荷，所有阳离子（包括水本身的 H^+ ）都向土粒表面集中，紧紧吸着在土粒上。这些被吸着的阳离子进入吸附层，并组成了吸附复合体。在吸附复合体内，某类阳离子为其他类阳离子替代的过程叫做盐基交换。

如果在粘土的吸附复合体中，某一元素（例如：氢 H 、钙 Ca 或钠 Na ）较之其它元素佔优势，那么这种粘土有时以这种元素来命名（例如：氢粘土或钠粘土）。围绕某一土粒的吸附层厚度和物理性质主要视吸附复合体的性质而定。在普通粘土的极细土粒部分中，吸附层的固体和半固体部分的平均厚度约为 0.005μ 。但是，距矿物颗粒表面约 0.1μ 内的水的性质就不完全正常。这些数值仅指出尺寸的大小。它和平均值的偏差可以是很大的。即使是某一粘土，它的吸附层厚度主要系视吸附复合体的化学成分而定。

由于表面活动性所产生的现象，每种饱和土壤并不是由两种成份组成，而是由下列三种成分组成：固体土粒、吸附物质和自由或正常水分。吸附层的厚度似和土粒大小无多大关系。故土粒越细，则吸附物质佔总体积的百分数亦增加。如果土粒很细，而且它的形状是扁平形，则吸附物质组成总体积中的极大部分。

不同矿物的吸附层，它的厚度和物理性质极不相同。但是在粗粒土壤中（例如砂土），对于孔隙内水分的总体积而言，吸附物质的体积是可以略而不计的。所以这种土壤的性质仅视土粒本身的力学性质而定。由于所有粗粒土壤中这些性质很相似，故粗粒土壤的性质仅视土粒的形状和排列而定。

另一方面，在极细粒土壤中，吸附物质佔有相当部分或大部分的孔隙。由于吸附物质的物理性质不仅视土粒的化学成分和矿物成分而定，而且也视吸附复合体的性质而定，所以土粒的矿物性质和吸附复合体的化学性质都必须同时考虑。

粘土矿物和土壤胶体

化学和矿物的研究指出，构成粘土极细土粒部分的颗粒通常是晶体，而且它们主要含有矽、铝、氧和水。铝可以部分地为铁或镁所代替，有时矽可以部分地为钾所代替。根据在这些成分中发生的化学化合作用，在极细土粒部分内所含大部分矿物可分成三大类：蒙脱土，伊利土和高岭土。这三类矿物都有扁形晶体结构，见第1图，但是它们的表面活动性极不相同。高岭土的表面活动性最弱。伊利土的表面活动性较高岭土强，且伊利土含有钾，这是它和其它两类所不同的地方。表面活动性最强的粘土矿物是蒙脱土。这一类矿物的晶体能直接吸收水分子进入它们的空隙格内而致湿胀。而且，由于它们的胶体成分的表面活动性极大，所以任何一种蒙脱粘土的物理性质的变化范围很大，视吸附层内除水分以外的物质的性质而定。例如：一种钙质蒙脱土和一种钠质蒙脱土，虽

然两者具有相同的永久固体成分，但是它们的性質並不相似。

如果按顆粒大小再将粘土的极細土粒部分分开，就会发现在 2μ 和 0.2μ 的范围内，有些土粒含有构成粘土較粗土粒部分的矿物。但是大部分土粒內小于 0.2μ 的所有土粒仅由前段中所

述的矿物組成。所以，这些矿物叫做粘土矿物。粘土矿物是母岩中化学上較不稳定的成分經過风化作用的产物(見第 2 节)。

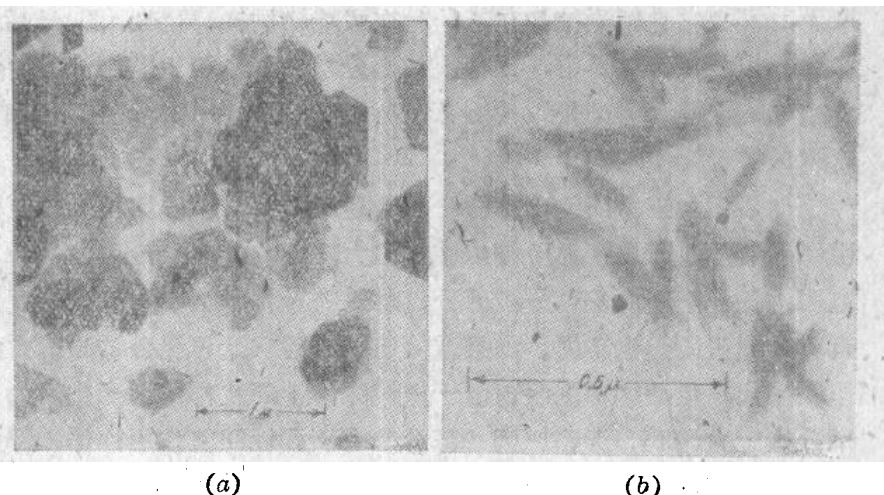
如果任何物質的顆粒很細，因而表面活动性对于土壤的性質具有显著的影响，那么这种物質便叫做处在胶体状态，而且它的顆粒叫做胶粒。这种純受表面活动性所影响的性質叫做胶体性質。因为表面活动性的强度是隨各不同物質而極不相同，故胶粒的上限直徑並非一个常数。上限直徑的范围約介于 2μ 至 0.1μ 之間。直徑为 0.1μ 时，各固体物質都是在胶体状态中。因为粘土矿物的表面活动性較大，故这些矿物內胶粒的上限直徑約为 2μ ，凡粘土土粒細于 2μ 的部分都显示着胶体物質的一切特性。因此，通常認為极細土粒部分的土粒上限直徑是 2μ 。細于 0.2μ 的土粒有时即認為是土壤胶体，因为細于 0.2μ 的土粒部分，和較粗土粒部分比較，它們大多是完全由粘土矿物組成的。

极細土粒部分的物理性質

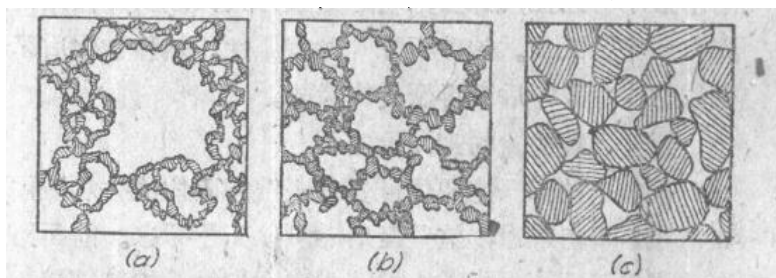
如果将极細土粒部分的土样在水中振搖及攪动，那么它便成为悬液状态。各土粒的表面均有負电荷。如果水是純淨的，那么由于各土粒有着同性电荷，互相拒斥，它們是彼此不相接触的。这种土样是算为处于完全散播状态。过了一些時間后，較粗土粒沉积于底部，並形成一种极松的沉积物，在这沉积物內，拒斥力和重力是在平衡状态。最細土粒仍在悬液內悬浮。如果把一滴悬液放于高倍显微鏡下檢視，則可以看見土粒都在进行着不規律运动，这种运动叫做布朗运动。每个土粒都循着之字形的路徑运动，但它們並不相碰。

如果在悬液內加几滴适当的电解質(例如盐酸)，那么电解質的阳离子就被土粒所吸引，土粒的負电荷因而中和。虽然土粒仍繼續运动，但現在它們彼此相碰，因而它們的吸附层也彼此併合与粘結。因此，这些土粒就結成凝聚物，下沉在悬液底部，並形成了一种絮凝結構的沉积物，見第 2a 图。

如果同一土粒大小的絮凝沉积物逐漸被增加土料而埋在



第 1 图 用电子显微鏡得到的粘土矿物晶体的照片
(a)高岭土的扁平晶体；(b)紋永土的針狀晶体。



第 2 图 (a)絮凝結構，(b)蜂巢結構，(c)單粒結構。

底下，那么它的絮凝结构在开始时变成蜂巢结构，見第2b图，最后变成单粒结构，見第2c图。但是在自然界中，极細土粒部分常杂着較粗土粒部分。由于在混合土粒的沉积物上堆积的土料大部分是被較粗土粒所构成的骨架所支承（見第17节），故最細土粒部分可永久保持着蜂巢结构。

如果因加压力而使土样的含水量逐渐减少，則土壤叫做正在固結。如果土样仍和自由水分接触，而在任何阶段中減除压力，則它的含水量和体积又复增加。这种現象叫做濕胀。任一土壤內各种土粒部分，都具有湿脹的性質，只是程度上有所不同。不同顆粒部分的濕胀原因也不同。如果減除粗粒的砂和云母混合物的压力，那么，这种混合物的濕胀甚大，但是这种濕胀仅由于土粒的彈性回復作用所产生。如果減除粘土的极細土粒部分的压力，那么，濕胀原因一部分是由于彈性回復作用；另一部分是由于各土粒吸附层厚度的增加。含有大量蒙脫土的粘土，其湿脹的第三个原因是由于蒙脫土顆粒本身的濕胀作用，虽然这种濕胀程度是很小的。所以前述濕胀作用並不一定是一种胶体性質，但是濕胀的原因可能部分是由于胶体性質所致。从实用观点出发，这些区别无关重要，因为这两种类型的濕胀都遵循着同样的規律。

含有大量极細土粒的土壤，它的物理性質視固結时所受的压力而異。如固結压力不超过10公斤/平方公分左右，那么这种土壤可能是塑性的。如果在某一含水量範圍內，土壤或一部分土壤能搓滾成細綫条（見第8节），那么它們就叫做有塑性的土壤。塑性是一种膠体性質，因为沒有一种矿物是有塑性的，除非把它們磨成粉末，其顆粒和胶粒大小一样。具有布朗运动和在放入电解質后便会凝結的能力也是一种胶体性質。但是，所有在膠体状态中的物質都有这些性質，而塑性則仅是极少数胶体的一种性質。石英粉末無論在任何含水量或任何細小程度都无塑性，但所有粘土矿物都有塑性。由于凡是极細粒土壤实际上都含有粘土矿物，所以它們实际上都有塑性。

在荷重減除之前的固結压力极大，則这种土壤既硬且脆。此时土壤是叫做在固体状态。

無論在塑性状态和固体状态，极細土粒部分都具有凝聚力，即抵抗剪应力的能力。凝聚力很可能並非由于在接触点处各土粒之間直接的分子相互作用，而是由于这些接触点之間，各土粒吸附层的抗剪强度所产生。这个假設可由下列事实予以証明：在某一含水量时，由某种极細土粒部分所組成土样的凝聚力，主要是視吸附复合体的性質而定。如果由于固結作用或表面蒸发而使一种极細粒的飽和土壤內的含水量减少，那么，水分所佔据的孔隙体积减小，而吸附物質所佔据的体积保持不变。故凝聚力是隨含水量的减少而增加。

如果把一种极細土粒部分的土样澈底搓捏，然后把它放置一旁，不加扰动，那么，这种土壤的凝聚力便得到恢复，初时較快，隨後逐漸緩慢。如果这种土样在不变含水量的情形下再搓捏，那么，它的凝聚力大大减少，但是如果把它再靜置一些时候，它的凝聚力就完全恢复。这种現象叫做复原性。这种軟化后又恢复的現象似乎是由于吸附层分子的結構在破坏后又再恢复的緣故。

膠体土壤性質的实用价值

极細土粒部分的胶体性質使土壤的固体成分和液体成分之間的相互作用极为复杂。但从实用观点来看，这些复杂性可以不予考虑。前面所叙述的，祇是使讀者对下列事实有一印象，即，极細粒土壤甚或含有少量极細粒結合料的較粗粒土壤，它們的物理性質

除了受土粒大小的影响而外，还受着其它许多不同因素的影响。这些因素的影响，尤其是在同一应力下时间的影响，仍未完全瞭解。但是对于许多实际问题，仅需要考虑全部因素的綜合影响。在混凝土技术中，也有同样的情形。波特兰水泥获得强度的过程也是很复杂的，且仍未完全瞭解。但是混凝土设计乃是结构工程中比较老的并且是较为完善的一门科学。它所根据的假定是由混凝土试样在纯力学试验室中得来；水泥的某些性质，例如它的强度随时间而增加的性质并未考虑。但是根据这些简单假定所得到的理论，在许多实用目的上已足够精确。

由于极细粒土壤具有胶体性质，所以可以用化学处理方法来改变这种土壤的物理性质。如以土壤作为建筑材料，这种方法是十分实用的。在公路和机场修建工程中，而且有时在修建土坝工程中，它是土壤稳定的一种方法。这些方法大多是偶然在現場上实验得来。但是，欲求更进一步的改进，完全要依赖我们对最细土粒部分的胶体化学知识的发展。

参考文献

41. E. A. Hauser, Colloid Chemistry of Clays, *Chem. Rev.*, Vol. 37 (1945), pp 287-321. Condensed review of the colloidal properties of clays and some of the practical applications of the results of clay research.

第5节 土壤的机械分析

机械分析的目的在于确定土壤的颗粒大小和不同颗粒大小范围内土粒在总重量中所占的百分数。筛分法是将土壤分成各种土粒大小部分的最直接的方法。但是由于常用筛孔的最细孔宽是0.07公厘，所以筛分法的应用仅限于分析净砂。如果土壤内有小于0.07公厘的土粒，可用水洗法将土壤分成两部分。当水和土搅成浑水后，将浑水吸出。土壤的较粗部分仍留于容器内，然后用筛分法进行分析。在浑浊液内的土粒太细，不能用筛分法，可用湿水机械分析法或冲洗法。

湿水机械分析法是根据司篤克定律，决定在静置液体內某直径的球形颗粒的沉降速度。工程上常用的方法是以20至40克粘土或50至100克砂土和一公升水混合。搅拌、並注入容器內。然后用特殊设计的比重计在不同时间内测定悬液的密度。任何时间仍留于悬液內比重计位置处的最大土粒直径可用司篤克定律算出，而小于该直径的土粒重量可根据悬液在该位置处的密度算出。完成这种试验约需时数日。

应用湿水机械分析法可将土粒细分至直径约 0.5μ 。比这粒径更细的可用离心法，但这种精细方法的结果仅对科学研究有意义。

粘土在水中搅拌，可使成为悬液，但这种悬液并不是分离的单独颗粒，而是团粒。为了使团粒分散成为单独颗粒，亦即使土壤在水中散播，必须在水中加入反凝剂。湿水机械分析法所得结果最常见的误差是由于散播不足而产生。

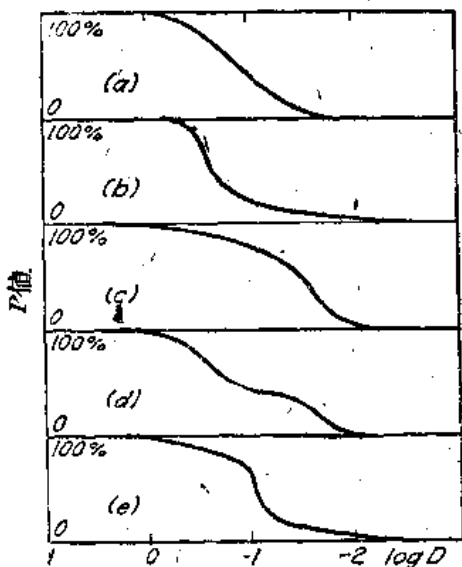
湿水机械分析法的結果並不能和筛分法作精确的比较，因为土粒常非恰好是球形，而且最细的颗粒常常是扁形。筛分析测得的是扁形土粒的宽度，而冲洗法所测得的尺寸是和扁形土粒同样沉降速度的球形直径。这一直径可能远较真正扁形土粒的宽度为小。

机械分析结果的最方便表示方法是用半对数纸繪出的粒配曲线，見第3图。这曲线的横坐标是土粒直径的对数值。縱坐标是小于横坐标上所示直径的土粒重量百分数 p 。颗粒大小愈均匀，则这曲线的坡度愈陡；一根垂直线是表示完全均匀的粉末。半对数制图的最重要优点是：不論土壤的平均颗粒大小如何，如果这些土壤具有相同的均匀性，

那么它们的粒配曲线形状必相同。而且，同一形状的两曲线之间的水平距离，就等于这两种土壤的平均粒径大小的比值对数。

第4图所示为几种典型的粒配曲线。曲线a是最普通的一种。这种曲线和统计学中一种基本定律所代表的正常频率曲线很相似。由于粒径大小分配是一种统计现象，故有人曾建议采用统计学上的名词和概念来说明机械分析的结果。但是，这种精密的学理并不能保证和工程土力学有密切关系。

如果土样具有如第4a图所示的粒配曲线，那么粒径大于 D_{50} （即相当于 $p=50\%$ 的粒径）的颗粒部分与粒径小于 D_{50} 的颗粒部分大致相等。



第4图 典型的粒配曲线

(a)正常频率曲线；(b)和(c)不同均匀性而含较粗与较细土粒部分的曲线；(d)和(e)混合曲线。

若粒径的分配如b所示，则较粗的一半土样比较均匀，而较细的一半土样粒径大小的变化范围较广。相反地，若粒径的分配如c所示，则相当于土样的粗粒部分的颗粒大小变化较大，而细粒部分则较为均匀。曲线如d和e所示，称为混合曲线。

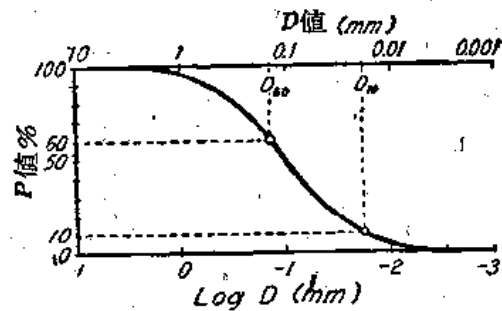
发育未成熟的残积土壤的粒配曲线通常和第4b图所示者相似。土壤的年代日增，则由于风化作用它的平均粒径亦减少，曲线渐变成近于直线，如第4a图。发育成熟土壤的粒配曲线和第4c图所示者相似。b和c所代表的粒配曲线也是冰川或冰川与河流形成的土壤常见的分配情形。无中等粒径的沉积土（如图4d所示）常见于挟带大量泥沙的湍急河流沉积下来的砂礫混合物。这种类型的礫石叫做级配甚劣。粒配曲线的连续性如有显著中断，也可以说明它是由两种不同作用同时使

土壤沉积。例如：土壤的一部分可能是由河流冲洗入冰积湖泊，而另一部分是由浮冰溶解而沉积。所以，知道了粒配曲线的形状可以帮助我们决定土壤的地质来源，从而减少在钻孔资料的说明中发生错误的危险。

第6节 基于粒径特性的土壤分类

粒径特性的实用意义

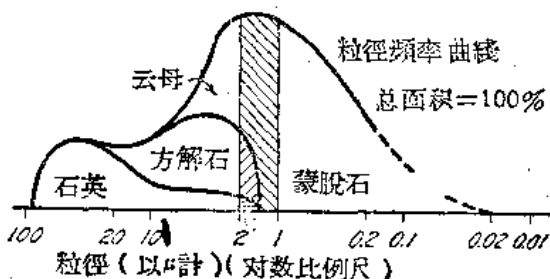
由于土壤的物理性质是一个有兴趣的问题，故人们常欲求得粒径特性和解决实际问题的土壤常数之间的关系。但是结果都令人失望。企图根据机械分析结果来计算土壤的渗透系数已经失败了，因为土壤渗透性主要视颗粒形状而定，即使粒径特性相同，但形状可以极不相同。而且，渗透试验常较机械分析的费用便宜，且结果较为可靠。现场经验也曾经认为级配优良的击实砂土的内摩擦力大于均匀的击实砂土。但是由于砂土的内摩擦角（见第15节）不仅视粒径特性而异，而且也视颗粒的形状和它的表面的粗糙程度。



第3图 机械分析结果的半对数制图

度而異，因此具有同样粒徑特性的两种击实砂土的内摩擦力是极不相同的。事实上，粒徑特性和内摩擦角之間的明确关系尚未求得。企图在細粒土壤(例如粉沙或粘土)的粒徑特性和内摩擦力之間发生关系，其成功的希望更少。这个理由可由第5图加以說明。

第5图中最上的粗曲綫是加拿大东南部冰积粘土的粒徑頻率曲綫。水平軸是粒徑的对数值。在一任意指定的粒徑範圍內(例如 2μ 至 1μ)，水平軸以上的狭条面积代表着这一範圍內的土粒数量，以乾粘土总重量的百分数計算。根据这个图，像大部分其它粘土一样，目力能見的土粒部分(>0.06 公厘)主要是由石英組成。显微镜能見的土粒部分(0.06 至 0.002 公厘)，一部分是由石英和方解石組成，另一部分是由云母片組成。各种粘土內这一部分的云母含量极不相同，而这种含量对于粘土的压缩性和其它性質，具有决定性的影响。胶体土粒部分(<0.002 公厘)大部分几由蒙脫土組成，而对于其它粘土，它可能大部分由高岭土或伊利土类的粘土矿物所組成。粘土的物理性質主要視胶体土粒部分的粘土矿物类型而定。它还主要視吸附层內所存在的物質而定，見第4节。故两种粒配曲綫相同的粘土，它們的各种其它性質都可能极不相同。



第5图 海中冰积粘土的顆粒大小和矿物成分

由于以上所述情况，因此只有在某一較小地区內所有土壤属于同一种类(例如都是粘土或都是砂土)，並且它們都有同一的地質来源，粒徑特性和土壤重要性質(例如内摩擦角)之間才有明确的統計关系。在这些地区，粒徑特性可作为判断土壤重要性質的基础。这是一般的有效做法。但是，这些地区內积累經驗所产生的方法，都不能可靠地应用于这种土壤来源地区之外。

粒徑特性的簡單表示法

为了表示多种土壤机械分析的主要結果，每一土壤的粒徑，特性可以很方便地用若干特殊的粒徑和均匀度的数值来表示，或用土壤主要成分的名称和符号来表示。根据数值的最普通的表示方法是爱倫·哈淨法。根据滤砂的多次試驗，哈淨发现这些松砂的渗透性乃視有效粒徑和均匀系数而定。有效粒徑是在粒配曲綫上 $p = 10\%$ 处的土粒直徑 D_{10} 。換言之，10%的土粒細于有效粒徑，而90%的土粒粗于有效粒徑。均匀系数 U 是等于 D_{60}/D_{10} ，式中 D_{60} 是 $P = 60\%$ 的粒徑。

哈淨的研究結果使其它研究人員作出了另一种多少有些武断的假定，即 D_{10} 和 U 也可用以表示天然混合土壤的粒徑特性。随着人們对于細粒土壤的知識日益增加，显然已經知道这些土壤的特性主要視相当于20%的极細土粒而定，並且最好是选择 D_{20} 和 D_{70} 作为特征数值。但是它和已成立的哈淨方法之間的差別是否具有它的优点，尚无充足理由來說明。本节之末将詳述說明土壤粒徑特性所用的符号。

分类方法

以土壤粒徑特性为依据的土壤分类方法，慣常对于不同土粒大小部分給以一种土壤名称，例如“粉沙”或“粘土”。最广泛采用的分类方法見第6图。就工程观点来看，麻省理工学院的分类优于其它的分类^{6,1}。在許多事例中，对于土壤及其性質的記載祇有粗顆粒部分的机械分析結果以及通过200号篩的土重百分数。通过200号篩的土壤包括直徑

小于0.074公厘的所有土粒。粒徑0.074公厘稍大于0.06公厘，后者是麻省理工学院分类中細砂和粗粉沙的分界。

任何单独以顆粒大小为依据的土壤分类方法常易于令人誤解，因为最細土粒部分的物理性質，除粒徑以外，尚視其它因素而定(見第4节)。例如：根据第6图中任何一种常用的土粒分类方法，凡含有胶質粒徑的石英顆粒的土壤应被称为粘土，而实际上，它和粘土毫无类似之处。所以，如用“粉沙”或“粘土”两名詞来表示土粒大小，那么必須与“粒”字連用，例如“粘土粒”。因土粒大小分类尚未标准化，說明土壤的形容詞必須輔以指出土粒大小范围的数值的形容詞。

土粒直徑, D	公厘		公微 $1\mu = 10^{-3}mm$		公微微 $1\mu\mu = 10^{-6}mm$	
	100	1	1000	100	1000	100
土壤局, 1899年	礫	砂	粉沙	粘土	水的分子(直徑0.4微微) 分子散播体	
	1		0.35	0.005 mm		
阿太堡 1905	礫	粗砂	細砂(淡)	粉沙		
	2.0		0.2	0.02 0.002 mm		
麻省理工学院 1931 (建议採用)	礫	砂	粉沙	粘土	水的分子(直徑0.4微微) 分子散播体	
	2.0		0.06	0.002 mm		
說明	肉眼		显微镜			
	极粗	粗	細	极細		
	膠質					
$\log D (mm)$	-	0	1	2	3	4

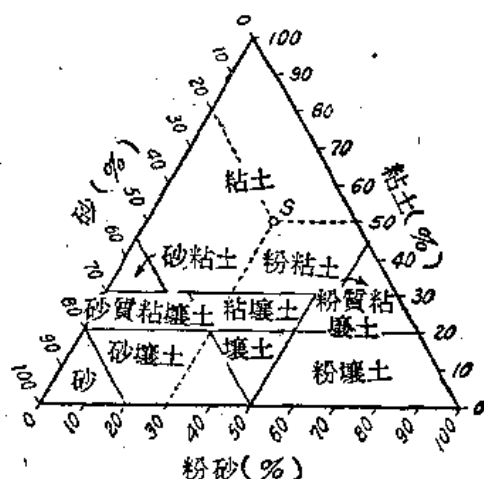
第6图 以顆粒大小为依据的土壤分类

除少数特殊情形外，天然土壤是由两种或两种以上不同粒徑部分所組成的混合物。故根据粒徑組成，天然土壤可以用它的主要成分来定名，例如“粉質粘土”或“砂質粉沙”。或用足以說明該土壤与某一标准的混合土壤相同的符号来表示。

美国公路管理局采用的是用土壤的主要成分来定名，見第7图。在这种三角坐标图上，每一坐标軸分別以砂、粉沙、粘土来代表一种粒徑部分。图上分成若干区，並附以各类土壤的名称。三角坐标图內的某一点代表着某一种土壤中三种粒徑部分的百分数，並从而确定土壤的类别。例如：某一种混合土壤(图上S点)是由20%砂、30%粉沙和50%粘土所組成，那么这种土壤是粘土^{6.2}。

要認辨某一土壤的类别，可用透明紙母图来作比較最为便捷。在这种母图上，描繪有各种标准粒徑部分的混合物的粒配曲綫，且有鑑別符号加以說明。分辨土壤的类别时，将透明紙母图置

置于繪有該土壤的粒配曲綫的紙上。如果母图上某一标准曲綫和这种土壤的曲綫极相似，則这种土壤給以該标准曲綫的符号^{6.2}。



第7图 公路管理局的土壤分类图

参考文献

6.1. R. Glossop and A. W. Skempton, Particle-size in Silts and Sands, *J. Inst. Civil Engrs.* (London), paper 5492, Dec. 1946, pp 81-105. 从工程观点对不同粒径分类方法的讨论。

6.2. A. Casagrande, Classification and Identification of Soils, *Proc. A. S. C. E.*, June 1947, pp. 783-810. 粒径分类和机械分析结果表示方法的讨论。

第7节 土 团

引論

土团一词是指土壤的本身，不是指土壤内的组成部分。就质的方面而言，土团可以有不同的组织、结构和稠度；就量的方面而言，土团可以有不同的孔隙率、相对密度、含水量、含气量和稠度。土团的定性资料可在现场上以视觉检验方法求得。它是构成钻探记载或其它记载的基础，这种记载说明地面下土层的情况。定量资料是用室内试验和现场试验的方法求得。没有这些资料，任何土壤的说明都是不够的。

組織、結構和稠度

組織一词是指土壤的粗细程度和均匀程度。依据用手指捏摩所产生的感觉，土壤的组织是用：粉末、光滑、多砂或尖锐等名词来说明。

結構一词是指土团内颗粒的排列形式。若稳定土团内各颗粒彼此並不粘着，则它们是排列成单粒结构，每一土粒和它附近几个颗粒接触，见第2c图。根据颗粒的排列情况，单粒结构可能是疏松的或紧密的。

如果细粒土壤内各颗粒之间的附着力和颗粒的重量大小相等，那么，各颗粒之间虽仅有极少点彼此接触，这种细粒土壤亦可成稳定状态。这样的结构，叫做蜂巢结构，见第2b图。

絮凝结构（见第4节第2a图）在天然土壤中很少见到，因为极细粒的天然土壤大多含有份量不同的粗粒。各粗粒易于形成骨骼，在骨骼间隙中部分填充了最细土粒组成的较松土团。这种颗粒排列形式叫做骨骼结构。许多粒径介于0.05至0.005公厘之间的稍带凝聚性的土壤，它具有显著的不稳定性可能是与这种结构有关（第17节）。软粘土的凝聚力掩饰了它的骨骼结构的固有不稳定性。

少数特殊的土壤，包括某些泥灰土，是由相当多的混杂颗粒所组成。这些颗粒构成了单粒结构或蜂巢结构的土团。但是这些颗粒本身是紧密结实的粉砂或粘土粒的团群。由这种颗粒团群所组成的土壤，它的构造叫做群粒结构。群粒结构和第2a图的絮凝结构之间的区别是在于各个群粒並不是蜂巢结构，而是紧密的单粒结构。

各种沉积土至少都含有少量的扁平形或扁圆形颗粒。当这些颗粒在悬液中沉淀时，它的扁平面常保持水平位置。所以在沉积土中，许多颗粒都大致位于平行于水平面的位置。积土压力连续增加，则更使这些颗粒达到这种位置。沉积土中含有水平定向颗粒的叫做具有横向同性。

由于细粒或极细粒土壤的结构，事实上不可能用视觉检验，所以这些土壤的结构必须根据孔隙率和各种其它性质加以判断。

硬粘土可能有深入地表下至数十呎的管状根孔，也可能有细微裂缝将土壤分成角柱

形或不規則的碎块,当所受旁压力除去时,这种碎块即分离开来。这种細微裂縫叫做节理。沿节理面移动所产生的条紋叫做擦痕。土层內这种节理和擦痕的来源、性質和实用含义将予第三編第43节中討論。第一編中仅討論完整的土壤和土层。

稠度一詞是指土壤顆粒之間的附着程度和加力使土团变形或損毀时所发生的阻力。稠度常以坚、硬、脆、碎、粘、塑和軟等名詞来形容。土壤愈接近粘土的性質,則它的稠度变化范围愈大。可塑性程度有时以肥和貧两名詞来表示。貧粘土因含有大量粉沙或砂,故仅稍有塑性。有关粘土稠度的詳細知識将在第8节中討論。

孔隙率、含水量和孔隙比

孔隙率 n 是土团內孔隙体积和它的总体积之比。孔隙体积是指不为矿物顆粒所佔据的那一部分土壤体积。如果孔隙率以百分数表示則叫做孔隙百分数。

孔隙比 e 是孔隙体积和固体物質体积之比。

若令 $V =$ 土壤的总体积

$V_v =$ 孔隙的总体积

$$\text{則 } n = \frac{V_v}{V} \quad (7.1a)$$

$$\text{及 } e = \frac{V_v}{V - V_v} \quad (7.1b)$$

孔隙比和孔隙率之間的关系如下式

$$e = \frac{n}{1-n} \quad (7.2a)$$

$$\text{及 } n = \frac{e}{1+e} \quad (7.2b)$$

大小相等的无凝聚性球形顆粒所組成的稳固物体,它的孔隙率随球形顆粒的排列情形而定。它在最紧密排列时的 n 值等于26%,在最疏松状态时等于47%。天然砂土的孔隙率約自25至50%。天然沉积砂土的孔隙率随顆粒形状、顆粒大小的均匀程度和沉积情形而異。

顆粒形状对于土团孔隙率的影响可在均匀的稜角砂土中掺入不同百分数的云母来研究。如果掺入云母的重量百分数是0、5、10、20和40,那么将这种混合物輕輕地註入容器后,它的孔隙率各約为47、60、70、77和84%。含有大量扁平顆粒的天然軟粘土,它的孔隙率常介于30至60%之間。它甚至可能高达90%。

由于顆粒形状和均匀程度对于孔隙率的影响很大,所以孔隙率本身並不表示土壤是否疏松或紧密。土壤的松紧程度,祇能在比較某一土壤的孔隙率和它在最疏松和最紧密状态时的孔隙率时才能得知。砂質土壤的疏松程度或紧密程度可以在数值上用相对密度 D_r 来表示,它的定义如下式:

$$D_r = \frac{e_o - e}{e_o - e_{min}} \quad (7.3)$$

式中 $e_o =$ 最疏松状态时土壤的孔隙比。

$e_{min} =$ 最紧密状态时土壤的孔隙比,可在試驗室中求得。

$e =$ 土壤在野外的孔隙比。

欲使中砂或粗砂达到最疏松状态(其孔隙比为 e_o),可先将砂烘乾,然后从低处傾入。

容器內。欲使極細砂和石粉達到最疏松狀態，可用足夠的水加以混合，使它成為很濃的懸液，然後任其沉澱。 e_0 值即等於沉積土的最後孔隙比。

砂的相對密度具有十分明確的涵義，因為它的數值實際上和它所承受靜壓力無關。它主要隨砂土的放置及擊實方法而定；另一方面，粘土和其它凝聚性土壤的緊密程度主要是隨它所負載的荷重而定，有時是隨荷重的施加速率而定。這種土壤的緊密程度很可以用第8節中的相對稠度 C_r 來表示，對於無凝聚性土壤或凝聚性微少的土壤，相對稠度與相對密度 D_r 具有類似的性質。

土壤的含水量 w 是土團中水的重量和乾土團重量之比。這值常以百分數來表示。地下水水位以上的砂土，它的一部分孔隙常為空氣所佔據。如果以 e_w 表示單位體積的固體土粒內水分的體積，那麼下列比值表示飽和度

$$S_r(\%) = \frac{100e_w}{e} \quad (7.4)$$

砂土的飽和度通常以乾或濕等詞語來表示。第1表上列有這種形容詞和它的相應飽和度。第1表上所列術語僅應用於砂土或極多砂粒的土壤。露空乾燥狀態的粘土，雖然 $S_r=90\%$ ，但它可能硬的，因而可以叫做乾而不是濕。

第1表 沙土在各種狀態下的飽和度

砂土情況	飽和度(%)
干	0
微濕	1~25
略濕	25~50
較濕	50~75
極濕	75~99
飽和	100

地下水水位以上的粗砂常是微濕的。細砂或粉質砂土是較濕的、極濕的或飽和的。粘土常為完全飽和或接近於飽和，除非是地面的土層受到溫度和濕度的季節性變化影響。如果粘土內含有氣體，則這些氣體在粘土內形成氣泡。這些氣泡可能是在沉澱過程中進入沉積

土，或者是由於後來有機物的化學分解而產生。如果粘土的限制壓力減小，那麼這種氣體的壓力很大，可使粘土在一定含水量下產生有力的膨脹。粘土內含氣量是極難測定的。欲測定含氣量，必須有特殊的設備，它並不是一種尋常的試驗。

土壤 γ 重是單位體積內土團的重量(土和水)。它的數值視固體成分的 γ_s 重、土團的孔隙率 n 和飽和度而定。土壤 γ 重的計算方法如下

$$\begin{aligned} \gamma_s &= \text{固體成分的平均}\gamma\text{重} \\ \gamma_w &= \text{水的}\gamma\text{重} \\ n &= \text{孔隙率(以比值計)} \end{aligned} \quad (7.5)$$

則土壤的乾 γ 重($S_r=0\%$)是

$$\gamma_d = (1-n)\gamma_s$$

飽和土壤的 γ 重($S_r=100\%$)是

$$\gamma = (1-n)\gamma_s + n\gamma_w = \gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w) \quad (7.6)$$

土壤內主要固體成分的 γ 重見第2表。砂粒的平均 γ 重常約為2.65克/公分³。粘土粒的 γ 重自2.5至2.9克/公分³不等，其統計平均值約為2.7。

第2表

土壤中最重要成分的比重(克/公分³)

石膏	2.32	白云石	2.87
蒙脫石	2.4	霞石	2.94
正长石	2.56	黑云母	3.0~3.1
高岭石	2.6	普通輝石	3.2~3.4
伊利石*	2.6	普通角閃石	3.2~3.5
正綠泥石	2.6~3.0	褐鉄岩	3.8
石英	2.66	含水赤鉄岩	4.3±
滑石	2.7	磁鉄岩	5.17
方解石	2.72	赤鉄岩	5.2
白云母	2.8~2.9		

采自E.S. Larsen 和H. Berman, *The Microscopic Determination of the Non-opaque Minerals*, 第二版, U.S. Department of the Interior, Bull. 848, Washington, 1934.

* 依据空間格組成的原子重量所計算的理論数值(根据格利姆)。

第3表

典型土壤在自然状态下的孔隙率、孔隙比和比重

說明	孔隙率 n (%)	孔隙比 e	含水量 w (%)	比重			
				γ_d (克/公分 ³)	γ (克/公分 ³)	γ_d (磅/呎 ³)	γ (磅/呎 ³)
1. 均匀松砂	46	0.85	32	1.43	1.89	90	118
2. 均匀紧砂	34	0.51	19	1.75	2.09	109	130
3. 不均匀松砂	40	0.67	25	1.59	1.99	99	124
4. 不均匀紧砂	30	0.43	16	1.86	2.16	116	135
5. 极不均匀的冰川粘土	20	0.25	9	2.12	2.32	132	145
6. 軟的冰川粘土	55	1.2	45	—	1.77	—	110
7. 硬的冰川粘土	37	0.6	22	—	2.07	—	129
8. 軟的少量有机質粘土	66	1.9	70	—	1.58	—	98
9. 軟的多量有机質粘土	75	3.0	110	—	1.43	—	89
10. 軟的斑脫粘土	84	5.2	194	—	1.27	—	80

斑脫

w = 飽和含水量, 以干土重百分数計

γ_d = 干土重

γ = 飽和土重

第3表是典型土壤的孔隙率和飽和比重。砂質土壤的干土重也列在該表上。土壤比重是根据砂土的 γ_d 为2.65克/公分³, 粘土 γ_d 为2.70克/公分³計算的。表列各值仅是近似值。在从事工作时, 应在最后計算之前确定土壤的实在比重。

习 題

1. 飽和粘土土样在自然状态下的重量是1526克, 烘干后的重量是1053克, 試求自然含水量。如果固体成分的比重是2.70克/立方公分, 則孔隙比为若干? 孔隙率为若干? 每立方呎的土重为若干?

答: $w = 45.0\%$, $e = 1.22$, $n = 0.55$, $\gamma = 111$ 磅/立方呎。

2. 硬盤泥土样在自然状态下的重量是129.1克, 体积是56.4立方公分, 烘干后的重量是121.5克。已知固体成分的比重是2.70克/立方公分, 試求含水量、孔隙比和飽和度。

答: $w = 6.3\%$, $e = 0.25$, $S_r = 0.67$ 。

3. 砂質填土的比重經現場上測定为109磅/立方呎。試驗时的含水量是8.6%, 固体成分的比重是

2.60克/立方公分。在試驗室中求得最松和最紧状态时的孔隙比分别是0.642和0.462。这填土的孔隙比和相对密度是多少？

答: $e=0.616$; $D_r=0.14$ 。

4.石英砂的干么重是96磅/立方呎,它在饱和时的么重是多少？

答: $\gamma=122$ 磅/立方呎。

5.用水銀浸入法,求得粉質粘土土样的体积是14.88立方公分,它在自然含水量时的重量是28.81克,烘干后的重量是24.83克,固体成分的么重是2.70克/立方公分,試求这块土样的孔隙比和饱和度。

6.已知第3表上各种土壤的孔隙率 n ,試校核含水量 w 和么重 γ (磅/立方呎)的数值。土壤1至5的 $\gamma_s=2.65$ 克/立方公分,土壤6至10的 $\gamma_s=2.70$ 克/立方公分。

第8节 黏土的稠度和灵敏度

不扰动土壤的稠度和灵敏度

粘土和其它凝聚性土壤的稠度常以軟、中等、硬或坚等詞語来表示。稠度的最直接的定量测定是在简单压力試驗中无侧限的稜柱形或圓柱形土样損毀时的每单位面积內的荷重。这值叫做土壤的无侧限抗压强度。相当于各种稠度的抗压强度数值見第4表。

第4表 黏土的稠度及其对应的无侧限抗压强度

稠 度	无侧限抗压强度, q_u (公斤/公分 ²)
很 軟	小于0.25
軟	0.25 ~ 0.5
中 等	0.5 ~ 1.0
硬	1.0 ~ 2.0
很 硬	2.0 ~ 4.0
极 硬	大于4.0

注: 如果极硬的粘土也是易碎的,則叫做坚。

粘土和許多其它胶体物質一样,在含水量不变时,經过搓捏或其他操作就变軟。这种搓捏或其他操作的过程通常叫做重塑,經过重塑的粘土叫做重塑黏土。軟化作用可能由于两种不同的原因:破坏了吸附层內分子的有秩序排列,和損害了粘土在沉淀过程中所成的結構。吸附层經过扰动后所失去的一部分强度,如停止搓捏,則在含水量不变情形下可逐漸恢复。其余的一部分强度,可能是由于土壤結構的永久改变,除非黏土的含水量减少,它是不能恢复的。这两部分的损失强度比值,在不同的黏土也是不同的。

灵敏度一詞表示重塑对于黏土稠度的影响,不論变化原因的物理性質如何。不同黏土的灵敏度是不同的,同一粘土在不同含水量时的灵敏度也是不同的。如果黏土很灵敏,那么滑动时可使土壤变成一块滑潤土体,能在平緩的斜坡上流动,而灵敏度低的黏土則在类似滑动时仅产生一种显著的局部变形。灵敏黏土因扰动而产生的稠度变化,常引起渗透性的变化。

黏土的灵敏度 S_t 是不扰动土样的无侧限抗压强度和它在同一含水量时在重塑状态下的无侧限抗压强度之比,即

$$S_t = \frac{\text{不扰动土样的无侧限抗压强度}}{\text{重塑土样的无侧限抗压强度}} \quad (8.1)$$

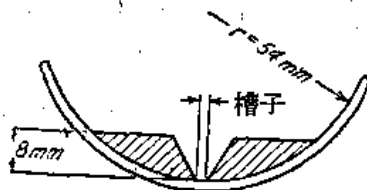
一般粘土的 S_t 值介于2至4之間。灵敏黏土的 S_t 值介于4至8之間。但是,特別灵敏粘土的 S_t 值大于8。这样高的灵敏度可能是由于有发展完全的骨骼結構,由于最細土粒部分的高度复原性(見第4及17节),或由于两者同时存在。盐水或海水中沉积的軟冰积粘土和由火山灰分解而成的軟粘土內常有这样高的灵敏度。

粘土結構的复杂性的表示方法可以比較不扰动的干土样的么重 γ_{di} 和烘干前在自然含水量时彻底重塑的干土样的么重 γ_{dr} 。 γ_{di} 和 γ_{dr} 两值的差值愈大,則不扰动土壤的結構和

重塑土样的结构之间的差别也愈大。

重塑土壤的稠度

凝聚性土壤重塑后,可以增加或减少含水量使稠度任意变化。例如:如果使浆糊状的粘土露空干燥逐渐使含水量减少,则粘土自液体状态经过塑性状态最后变为固体状态。不同粘土自一种状态变为另一状态时的含水量是很不同的。所以,这些转变阶段的含水量可用以鉴别和比较各种粘土。惟土壤自一种状态转变为另一种状态,并非含水量刚达某一临界值时突然发生,而是在一较大的含水量范围内逐渐发生的。因此,任何企图在各稠性限度之间建立一边界标准,都是有些武断的因素。在工程上最适用的方法是农业上采用的方法。这种方法就是阿太堡方法,各相应于不同稠性状态分界处的含水量叫做阿太堡限度(即稠性限度——译注)。



第8图 液限试验时的土饼断面

液限 L_w 是一种以干土重百分数计的含水量,此时在杯内盛装一块土饼(尺寸见第8图),受着由下向上的猛烈敲击而有接触,但不是流动合拢起来。人为的作用对于这种试验结果是一种重要因素。为了消除这种因素,必须采用一种标准的机械设各。

塑限 P_w 或塑性状态的下限是土壤搓滚成小条时开始碎裂的含水量。

塑限试验的记录内,必须说明土条开始碎裂时是否像强黏性黏土那样韧性极大,像一般冰积黏土那样中等韧性,或像有机土壤或云母质无机土壤那样韧性微弱和多孔性。

粘限 T_w 是土壤能够附着于金属工具上的最低含水量。决定土壤粘限的方法是将黏土块的含水量逐渐减少,直至鍍鍍刀片在土面刮过而不粘土时所测得的含水量。

缩限 S_w 或体积变化的下限是一种含水量,在此含水量以下土壤水分因蒸发而继续减少时,它的体积并不减小。土壤含水量小于缩限时,它的颜色变淡。

土壤具有塑性时的含水量范围叫做塑性范围液限和塑限之间的差值叫做塑性指数 I_w 。当凝聚性土壤的含水量 w 接近于塑性范围的下限 P_w 时,土壤的坚硬程度和密实程度增加。比值

$$C_r = \frac{I_w - w}{L_w - P_w} = \frac{I_w - w}{I_w} \quad (8.2)$$

叫做土壤的相对稠度。它和无凝聚性土壤的相对密度相类似(见方程式7.3)。如果天然土层的含水量大于液限(相对稠度为负值),则土壤重塑后变成一种很浓的粘滞土浆。如果天然土层的含水量小于塑限(相对稠度大于1),则土壤不能重塑。不扰动粘土的相对稠度接近于零时,它的无侧限抗压强度常介于0.3和1.0公斤/公分²之间。如果它的相对稠度接近于1,则它的抗压强度常介于1和5公斤/公分²之间。

除阿太堡限度外,干强度的知识对于凝聚性土壤的鉴别和比较是有用的。风干黏土样的强度约自2至200公斤/公分²以上,有经验的试验人员常把角形土块放在手指之间施加压力,以区别它的干强度是否极低、低、中等、高和极高。如果用力施压于土块便能成粉末,那么它的干强度是中等。干强度极高的土块是压不坏的,而干强度极低的土块则祇要轻微施力便能使它完全粉碎。土块的制成可先将含水量接近于塑限的土壤重塑成大约高1吋、直径1吋的圆柱形土样。圆柱形土样在室温下干燥后,压碎成许多较小碎

块，从这土样内部取出作为試驗用的土块。

根据塑性图的土壤分类

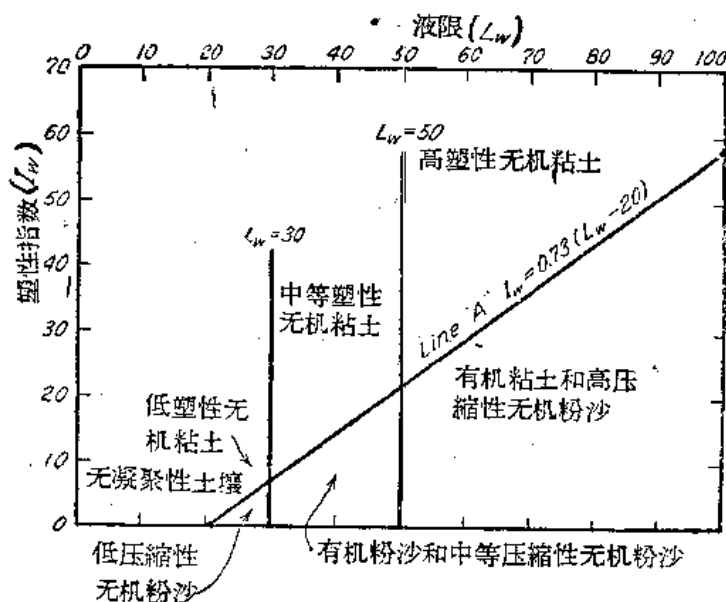
根据凝聚性土壤的一般性質和特殊物理性質，它可以分为八大类：高塑性、中等塑性或低塑性的无机粘土；高压縮性、中等压縮性或低压縮性的无机粉質土壤；有机粘土以及有机粉沙。这种分类事实上和钻探工作人員记录在钻探記載上所用的相似（見第2节）。如果记录无錯誤，那么钻探記載可使設計人員瞭解土壤的一般性質。但是，甚至是一个有經驗的钻探工作人員或技術人員常不能单独根据凝聚性土壤的外貌来鑑別它們，沒有經驗的人員是易于发生严重錯誤的。因此，曾經提出了各种方法来消除不正确判断的危險。从这些方法中，鑑別不同土壤种类的可靠方法是使用塑性图（第9图）^{8,1}。

塑性图的縱坐标是塑性指数 I_w ，横坐标是相应的液限 L_w 。这图分成六个区域：三个在A綫之上；另三个在A綫之下。某一土壤属于那一类土壤是以这土壤的 I_w 和 L_w 两值代表的一点所在区域的名称

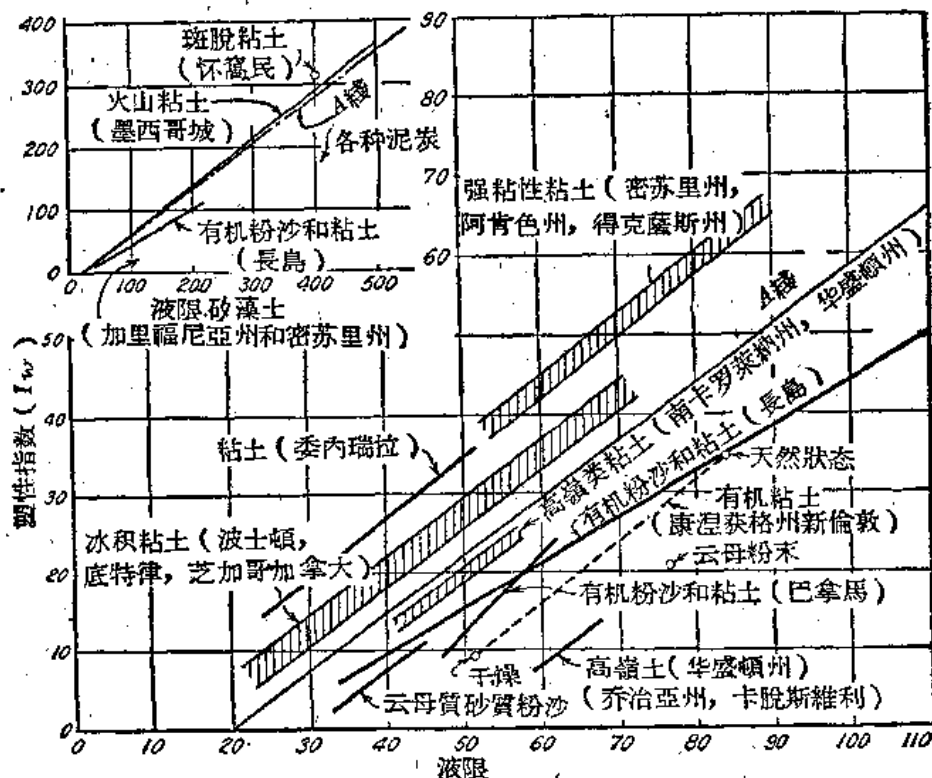
来决定。A綫以上各点都是无机粘土，A綫以下各点都是无机粉沙。因此，如果一种土壤已知是无机土壤，則祇要根据 I_w 和 L_w 两值能决定它的土类。但是，有机粘土所代表各点常与高压縮性无机粉沙所代表各点在同一区域内，有机粉沙所代表各点是在中等压縮性无机粉沙的区域内。有机土壤与无机土壤的区别常可从有机土壤的特殊气味和它的深灰色或黑色来鑑別。遇到有怀疑时，应以新鮮土样及烘干土样分別作液限試驗。如果烘干可使液限減低30%或以上，則土壤为有机土壤。如果有机土壤和无机土壤在第9图中大致在同一点，那么有机土壤的干强度远較无机土壤为大。

經驗指出，从同一土层內取得各种土样，它們在塑性图中的各点是在大致平行于A綫的直綫上。当这条直綫所代表的土壤液限增加时，土壤的塑性和压縮性也增加。A綫以上各綫中各点所代表的无机土壤，其干强度自液限小于30的中等干强度增加至液限100的极高干强度。另一方面，如果A綫以下相当距离处的一綫是某一土层的无机土壤，那么，当液限小于50时，这些土样的干强度极低；液限接近于100时，这些土样仅有中等干强度。根据这种关系，从不同地点取得的液限相等的无机土壤，如果它們的塑性指数增加，那么它們的干强度一般隨着也增加。各种著名粘土的塑性見第10图。

阿太堡限度試驗並不需要不扰动土样，並且試驗技术是简单的。即使目前知識仍在朦胧时期，但是許多有用的知識可以从試驗結果求得。故研究凝聚性土壤的阿太堡限度和其它物理性質之間的統計关系是土壤物理学中最有前途的一种研究。每一已經确立起



第9图 塑性图



第10图 典型土壤的液限和塑性指数之间的关系

来的这种统计关系，都扩大了限度试验结果所得结论的范围。其中两种有用的关系见第23和29两图。

参考文献

8.1. 见参考文献6.2, 粘土塑性的详细讨论

第9节 土壤说明的最低要求

第6节曾述及根据粒径特性将粗粒土壤分成若干大类的适当方法，第8节曾述及根据塑性将细粒土壤分成八大类的方法。如果工程师已知某一土壤属于那类，他也就大致知道土壤的其他显著物理性质。但每一类中包含有各种不同性质的土壤，并且各种土壤在现场上可呈现极其不同的状态。为了鉴别每一类中的各种土壤和不同状态的每种土壤，可以用两种不同的方法。亦即将每一类再分成若干小类，或将各类土壤的命名辅以代表适当的指示性质的数值。

上述两种方法中的第一种方法适用于有限地理区域内土壤的分类，因为在这样的区域内土壤的各种种类的和各种状态的数目是有限的。因此，这种分类方法曾被广泛采用，并适用于地方施工机构(例如各州公路局)。但是，企图用类似方法来建立一种通用的土壤分类方法，是很少有成功希望的，因为所需要的土壤名词必然很复杂，最后反而使它们涵义模糊不清。

另一方面，第二种方法能在任何情况下适用。如果工程师选择了足以表示土壤主要物理性质的指示性质的话。各种土壤详细说明所需要的性质彙总见第5表。表上所列土壤已在第2节述及，在该节中已述及土壤初步分类所需要的各种知识。工程师认识土壤

种类以后，則可按第5表从事这种土壤的各种試驗。試驗成果可作为鑑別同一类中各种不同土壤准則。

除了冰川粘土、硬盤泥和泥炭而外，第5表所列包括了各种土壤，例如：砂和礫的粗土粒，或具有粉沙粒或粘土粒大小的細土粒。由这些成分所組成的混合物叫做混合土壤，要說明混合土壤，必須先測定自然孔隙比 e 、自然含水量 w 和粒配。然后把土壤分成两部：一部分含有全部粒徑約大于0.1公厘的顆粒(150号篩的篩孔寬度)；另一部分是其余的顆粒。粗粒部分按砂和礫的分类試驗，其余部分按粉沙和黏土的分类試驗。

第5表

土壤鑑別的资料

土 壤 种 类	一 般 資 料						分 类 試 驗 結 果											
	顏 色	气 味	組 織	扩 大 作 用	顆 粒 性 質	干 硬 度	不 扰 动 土 样 ¹						扰 动 土 样					
							自 然 孔 隙 比 ⁷ e	自 然 含 水 量 ⁸ w	自 然 干 重 ⁹ γ_d	无 侧 限 抗 剪 强 度 ¹⁰ q_u	灵 敏 度 ¹¹ S_t	最 大 孔 隙 比 ¹² e_{max}	最 小 孔 隙 比 ¹³ e_{min}	液 限 ¹⁴ L_w	塑 限 ¹⁵ P_w	干 重 ¹⁶ γ_d	机 械 分 析 ¹⁷	碳 酸 鈣 含 量 ¹⁸
硬盤泥 ¹⁵	X	—	X	—	X	—	—	—	X	—	—	—	—	—	—	—	—	—
砂、礫	X	—	—	—	X	—	X	—	—	—	—	X	X	—	—	—	X	—
无机粉沙	X	—	X	X	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	X	X
有机粉沙	X	X	X	X	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	X	X
粘 土	X	—	X	—	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	—	X
有机粘土	X	X	X	—	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	—	X
泥 炭	X	X	X	—	X	—	—	—	X	X	—	—	—	—	—	—	—	—
冰川粘土	X	—	—	—	X	—	X	X	X	—	—	X	X	—	—	—	X	—
細粒凝灰土	X	—	X	—	—	X	—	—	X	X	X	—	—	X	X	X	X	—
黄土 ¹⁶	X	—	X	X	—	X	X	X	X	X	—	X	X	X	X	X	X	X
次生黄土	X	—	X	X	—	X	X	X	X	X	—	X	X	X	X	X	X	X
石灰砂質粘土	X	—	X	X	—	X	X	X	X	X	—	X	X	X	X	X	X	X
泥灰土	X	—	X	X	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	X	X
湖成泥灰土	X	—	X	X	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	X	X
強粘性粘土	X	—	X	—	—	X	—	X	X	X	X	—	—	X	X	X	X	X

1. 如果取不到不扰动土样或筒式土样，可用管式土样，見第44节。

2. 如果气味微弱，可稍热土样，使气味加强。

3. 說明不扰动土样新裂面的外表(粒狀、暗灰、光滑、光泽)。然后取少量土样放在手指間搓捻，并說明感觉(粉末、光滑、砂粒、尖銳)。如果大块土样已碎成較小土块，說明裂縫壁的外表(暗灰、擦痕狀)以及裂縫的平均間距。

4. 进行搖动試驗，第2节。視所观测現象的快慢說明結果(显著、弱、无)。

5. 仅說明肉眼能观察到的土粒形状(棱角、次棱角、次圓、圓、极圓)和矿物特性。矿物特性包括顆粒的矿物和岩石种类，可在手放大鏡下檢驗和識別。說明岩石碎块(未风化、稍微风化、或完全风化；硬或易碎)。如果砂內有云母片，說明云母含量(微量、中等或多云母質)。泥炭的顆粒性質是指多量可見的植物殘余(如纖維、細枝或叶子)的种类和状态。

6. 將干土碎块放在手指間捏碎，說明硬度(极低、低、中等、高、极高)。

7. 如果取不到不扰动土样，用标准貫入試驗的結果(第44节)或相当者来代替。

8. 仅应用于含水量大于塑限的粘土和細粉沙。

9. 制备土样如第7节所述。

10. 用蒲洛托托击实試驗方法确定，第50节。

11. 如果土壤可能是有机土壤，則先确定新鮮土样的 L_w ，然后在105°C烘箱內烘干后求它的 L_w 。

12. 除 P_w 数值外，說明土条是否韌、堅、中等或弱。

13. 將結果繪于半对数图上，或說明 D_{10} 和 $U=D_{60}/D_{10}$ 数值(第6节)并指出粒配种类(見第4图)。

14. 碳酸鈣含量檢定方法，可加鹽酸(HCl)使干土样交湿。說明試驗結果(強、弱或不起泡)。

15. 在土壤組織的資料中，另加說明，新鮮土块和浸水后的一般外表、結構和凝聚程度。

16. 在土壤組織的資料中，另加說明黃土的肉眼观察特性，如根孔的直徑和間距。

如果某項工程中的土壤必須進行除第5表所列以外的其它試驗，那麼，這些試驗的重要成果必須記載在記錄中。由於土層很少是均勻一致的，即便土層是外表上均勻一致的，但是如果這個土層內若干土樣的指示性質未曾確定，那麼也不能充分加以說明它。土層的地質歷史概況也必須記在記錄中。

目前多數較大施工機構（如美國陸軍工程師團、墾殖局和許多州的公路局）都設有土工試驗室，土壤分類試驗已作為一種經常工作。但是，由於每一工程師在處理土壤問題時也需進行試驗，故這些試驗結果在實用上是很重要的。進行試驗可使工程師對於他所處理的土壤的各種性質更加熟悉，而且試驗結果特別提高了他們的現場記錄的價值。

工程師在某一地區親自做過好幾打的土壤試驗後，他就會發現即使不用任何試驗，他也能够估計出該地區大多數土壤的指示性質。他也有能力來鑑別過去認為是一樣的各種不同土壤或者不同狀態的同一土壤。

每一個工程師都應養成習慣用數目字說明土壤的塑性和粒徑特性來表示他的意見，而不是用形容詞。砂的級配應用估計的均勻系數 $U = D_{60}/D_{10}$ 來表示（第6節），而不用“優級配”或“劣級配”等詞語。可塑程度應用估計的塑性指數 I_p 值來表示（第8節），而不用“稍有塑性”或“高塑性”等詞語。這種習慣很重要，教師在教室內一開始時必須提倡它。這些數值的使用可以防止誤解，並且可促使我們時時校核估計的精確程度。如果不隨時校核試驗成果，那麼他的估計能力便會在不知不覺中逐漸削弱。

第二章 土壤的水力性質和力學性質

第10節 土壤的水力性質和力學性質的意義

前一章曾經論及土壤的指示性質。由於這些性質反映着某一土壤的一般性質，所以它們可以用來表示不同地區內各種土壤的相似或不相似程度。而且它們構成了施工經驗記載以及應用這些經驗於今後工程的基礎。

我們曾經強調指出，地基工程和土方工程主要是依據經驗。然而也必須強調指出，只有應用科學使積累經驗豐富之後，一般土木工程才能自停滯狀態向前邁進。科學的功用是在於說明各項事物的因果關係。

要在地基工程和土方工程的範圍內建立這些關係，必須研究各種不同土壤的物理性質，猶如結構工程中必須研究鋼和混凝土的性質。如果已知某種鋼和混凝土的強度和彈性模數，那麼這些性質對於大部分實際應用問題是足夠的。另一方面，在對於土壤的實際問題，則必須考慮各種各樣的土壤性質。其中最重的性質是滲透性、壓縮性、流動和抗剪阻力以及應力和應變之間的關係。在以下數節中將詳細討論這些性質。

第11節 土壤的滲透性

引論

如果一種物料內有連續的孔隙，那麼這種物料就是可滲透的。由於所有土壤（包括最硬粘土）以及所有非金屬建築材料（包括堅固的花崗石和純水泥）都有這種孔隙，故所有這些物料都是可滲透的。而且，通過這些物料的水流都大致遵守同一的規律。故水流的

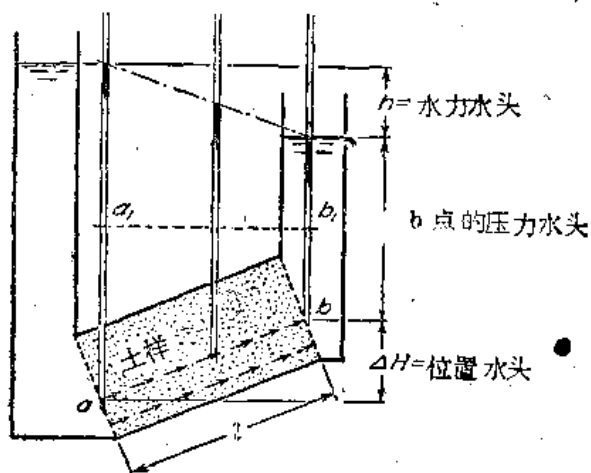
通过淨砂和通过堅固花崗石，它們之間的差別仅是程度上的問題。

土壤的渗透性对于許多工程施工(例如积水砂层的露天开挖)的費用和难易，或軟黏土层受填土重量作用下的固結速率都具有决定性的作用。甚至是密实的混凝土或岩石，它們的渗透性都具有重要的实用意义，因为水流对它所渗透的有孔物料施加一种压力。这种压力叫做渗透压力，它的数值可能极大。有一种广泛流传的錯誤观念，以为硬粘土和密实混凝土是不透水的，这是由于通过这种物料向暴露面渗透的全部水量，即使在极潮湿的空气中，也都蒸发了。因此，暴露面显得乾燥。但是，由于渗透的力学作用完全与渗透速率无关，所以未見到渗透流量並不表示无渗透压力存在。在极細石粉中进行挖方时，便可观察到这种事实的明显例証。这种物料的渗透性是极低的。但孔隙水的压力情况稍有变化，便可使这种物料大量地变成半液体状态。

定义和达塞定律

水流渗透透水物料时，各个水质点是循着稍不規則的平滑曲綫的路徑流动，这些曲綫叫做流綫。如果各相鄰流綫順直且互相平行，則这种水流叫做綫流。

綫流的水力原理如第 11 图所示。图上 a 点和 b 点代表流綫的两端。每端上装有直立管，以显示水在該两点昇高的水位，这些直立管叫做测压管。 b 点管中水位叫做該点的测压管水位，测压管水位和 b 点之間的垂直距离是 b 点的压力水头。 a 点和 b 点之間的垂直距离是位置水头 ΔH 。如果在水力系統中， a 点和 b 点的测压管中的水位相同，那么，不論位置水头的大小怎样，这个系統是在静止状态。祇有 a 点和 b 点的测压管水位相差一距离 h 时，水的流动才能发生，这个距离 h 叫做 a 点对 b 点的水力水头。距离 h 亦称为 a, b 两点的测压管水位差。我們可以看出，只有位置水头 ΔH 为零时，压测压管水位差才等于 a, b 两点間的壓力水头差。



第 11 图 图示通过土样的綫流的水力水头和压力水头的意义

第 11 图内， a_1, b_1 两点为高出于 a, b 两点的在测压管中为同一高度的任意两点。因水的比重是 γ_w (克/公分³)，故 a_1 点处静水压力較 b_1 点处静水压力大 $\gamma_w h$ 。位于同一高度的两点静水压力差 $\gamma_w h$ 称为超静水压力。水流之所以能在土样 a 点流至 b 点，就是这种压力所致。比值

$$i_p = -\frac{\gamma_w h}{l} = \frac{u}{l} \quad (11.1)$$

叫做 a 点至 b 点的压力坡降 (克/公分³)，式中 u 是超静水压力。比值

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{u}{l} = \frac{h}{l} \quad (11.2)$$

叫做水力坡降。它是一无单位的純数值。

流速 v 是单位時間內渗透和流綫垂直的断面单位面积內的水量。在統計上为各向同性的多孔物料內，平面断面上的孔隙率与体积上的孔隙率 n 相等。故水流渗透物料孔隙的

平均流速 V ，就等于流速除以孔隙率。数值 V ，叫做渗速。如果研究渗透问题用流速一词而无另外的说明，那么它就是流速，而不是渗速。

如果水流渗透饱和细砂或其他完全饱和的细粒土壤而未影响土壤的结构，则流速可按式确定

$$v = \frac{K}{\eta} i_p \quad (11.3)$$

式中 η (克-秒/公分²)是水的粘滞系数(即动力粘滞系数——译注)， K 是经验常数，名为渗透性。温度增加，则水的粘滞系数减小，如第12图所示。对于一定孔隙特性的任何透水物料， K 值(公分²)是一个常数，它和渗透液体的物理性质无关。由(11.2)和(11.3)两式，可得流速的公式如下

$$v = \frac{K}{\eta} \gamma_w i \quad (11.4)$$

土木工程中所遇到的渗透问题几乎全为地面下深度不大处的地下水流动和水库的渗漏问题。渗透水的温度变化很小，故水的比重 γ_w 事实上是常数，并且粘滞系数 η 的变化范围极小。故通常以下列常数代入(11.4)式

$$k = K \frac{\gamma_w}{\eta} \quad (11.5)$$

故

$$v = ki \quad (11.6)$$

在土木工程中， k 值通常叫做渗透系数。在其他地方它叫做传导常数，但是这个名词是不大适当的，因为按照公式(11.5)， k 值并不是常数。公式(11.6)一般叫做达塞定律。

必须指出，多孔物料的渗透特性是用 K (公分²)来表示，不是用 k (公分/秒)来表示。系数 K 是和液体的性质无关，而 k 则不仅和多孔物料的性质有关，并且也和液体的性质有关。在本书中或在一般土木工程的使用 k 值，只是为了方便之故。

水质点在土体内所流经的流槽有着不同的而且是不规则的断面。因此，水流的真正流速是变化极多的。但是水流渗透流槽的平均流速，与水流经均匀断面的直线毛细管内的流速，服从着同一规律。如果毛细管的横断面是圆形，则按照普司洛定律，流速是随着管子直径的平方而增加。由于在一定孔隙率时，土壤的孔隙平均直径实际上是和颗粒大小 D 成正比而增加，故可按普司洛定律求 k 值如下

$$k = \text{常数} \times D^2$$

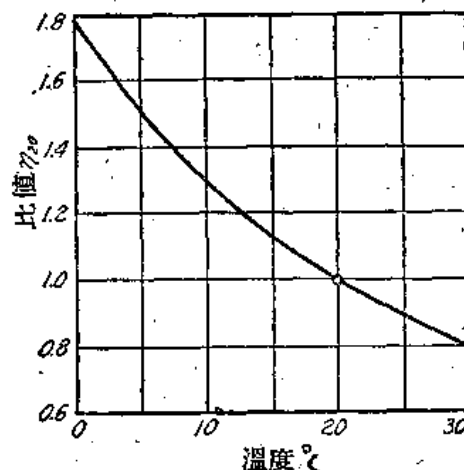
哈淨从他用极均匀的疏松滤砂试验(均匀系数约不大于2)求得下列的经验公式

$$k(\text{公分/秒}) = C_1 \times D_{10}^2 \quad (11.7)$$

式中 D_{10} 是有效粒径，以公分计(见第6节)， C_1 (1/公分秒)约为100至150。应该注意(11.7)式仅可应用于极均匀的松砂。

孔隙比和渗透性的关系

土壤经压缩或振动后，土壤固体成份所占体积实际保持不变，但它的孔隙体积减少。因此土壤的渗透性也减小。孔隙比对渗透性的影响见第13图。图中横坐标代表孔隙比。纵坐标代表土壤在任一孔隙比 e 时的渗透系数 k 和同一土样在孔隙比为0.85时的渗透系



第12图 水的温度和粘滞系数的关系

数之比 $k/k_{0.85}$ 。实线表示带有大颗粒的净细砂或净中砂的 e 和 $k/k_{0.85}$ 的关系。这种关系可以十分精确地用各种简单方程式来表示,例如卡萨格兰特的未发表的方程式

$$k = 1.4k_{0.85}e^2 \quad (11.8)$$

在基础工程问题中是很少遇到净砂的。如果砂中含有大量扁平颗粒(云母片),则 e 和 $k/k_{0.85}$ 的关系类似第13图中实线下的虚线。

细粒土壤通常含有扁平颗粒,但由于不同土壤的扁平颗粒所佔成分的不同,故它们的 e 和 $k/k_{0.85}$ 曲线也不同。

土壤内如含有气泡,则气泡随水压力的增加而变小。因此这种土壤的渗透系数随水力水头的增加而增加。水流渗过有根孔或裂缝的粘土,必然产生内部淘刷。被冲走的颗粒逐渐阻塞最狭的水道,因而渗透系数较开始时的渗透系数要减小一些。所以,除非渗流水道的体积和形状不因压力和时间而自立,达塞定律是无效的。

渗透试验

测定土样渗透系数的主要仪器种类见第14图常水头渗透仪(a和b)适用于极易渗透的土壤,降水头渗透仪(c)适用于较不易渗透的土壤。欲用这些仪器来做试验,土样内必须有一水力坡降,使水流能渗过土壤。

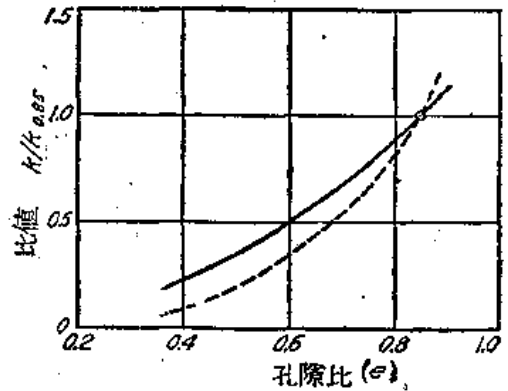
在常水头渗透仪中(第14a图),水力水头 h 保持为一常数,并测定流出的流量。在降水头渗透仪中(第14c图),水流自横断面面积为 A_1 的细管 P 经横断面面积为 A_2 的土样进入固定位置的容器 V 中。当容器 V 中的水面保持不变时,根据观测细管 P 中水面的下降速率,便可计算渗透系数 k 。

渗透试验产生误差的最主要原因是微粒物质在土样表面上形成了一层隔水表皮,以及在土壤内空气分离产生了气泡。所有这两种现象都减小了土样的平均渗透性。为了避免形成隔水表皮所产生的误差,可在土样内部两点测定它们的水头损失,如第14b图所示。

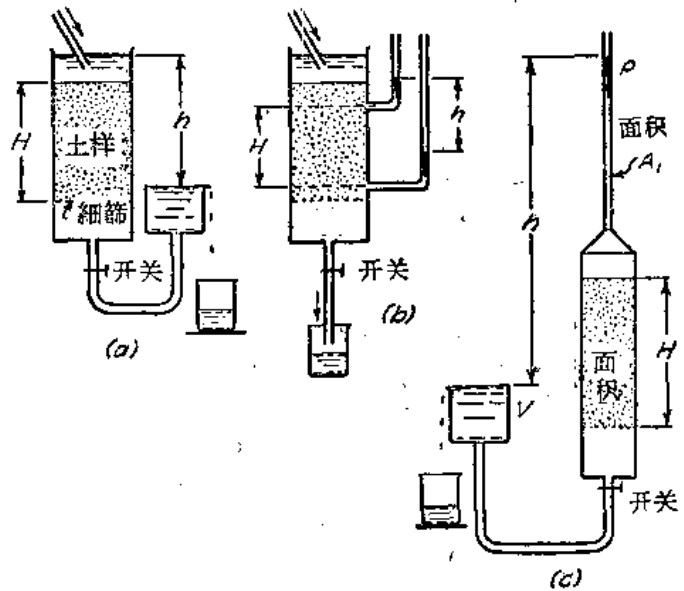
由于(11.5)式中 k 值是水的么

重 γ_w 和粘滞系数 η 的函数,且这两数值都随温度而異,故渗透试验所测定的渗透系数数值视试验时的温度而定。但是 γ_w 的变化较 η 的变化为小,可略而不计,故任何温度 T 时的 k 值可按下式计算,

$$k = \frac{\eta_1}{\eta} k_1 \quad (11.9)$$



第13图 混合颗粒的砂(实线)和含有扁平颗粒的土壤(虚线)的孔隙比和渗透性的关系



第14图 (a)和(b)常水头渗透仪, (c)降水头渗透仪。

上式是由(11.5)式求得，式中 k_t 是試驗溫度時的滲透係數， η_t 是它的粘滯係數。通常是按標準溫度 20°C 來表示 k 值。第12圖中，縱坐標代表橫坐標上某一溫度下的 η 值與 20°C 時的 η_{20} 值之比。

(11.9)式的求得是根據下列假定，即水的粘滯係數和孔隙率無關，並按第12圖中曲線所示的定律隨溫度而變。溫度對於粘滯係數的影響，較粘土粗粒土壤為大。而且，粘土的孔隙水的平均粘滯係數隨孔隙體積的減小而增加。在一定孔隙比時，縱使溫度保持不變，土樣重塑後水的平均粘滯係數會暫時增加。這些事實使(11.9)式不能應用於粘土和其他極細粒土壤，但它並不使(11.6)式的達塞定律無效。

如果在含水量不變情形下將粘土重塑，則它的滲透係數會從原來的 k 值減少至較小的 k_r 值。一般無機粘土的 k/k_r 值約不大於2。但是有機粘土和群粒結構的泥灰土， k/k_r 值可高達30。

對於粒徑大致相同的粗粒土壤（如石英砂），它的孔隙比 e 和滲透係數 k 的關係可以十分精確地用簡單方程式來表示，如(11.8)式，或用簡單曲線來表示（如第13圖的實線）。因而可以決定任一 e 值的 k 值。其它 e 值時的 k 值可用試驗成果按(11.8)式或第13圖來確定。另一方面，云母質砂土和工地上一切細粒土壤的 k 值主要視扁平形成分的多寡以及跟孔隙比無關的其它因素而定。由於這樣，前述第13圖中的虛線，僅表示這種土壤的這種關係的一般性質，不能作為計算的基礎。因此，如果土壤是云母質土壤，或者如果它含有微細的或極細的成分，則至少必須用三個土樣，在極為不同的孔隙比下，進行滲透試驗，以確定孔隙比和滲透性之間的關係。

各種土壤的滲透係數範圍和最適宜的滲透試驗方法見第6表。

第6表

各種土壤的滲透性和排水特性

滲透係數 k ，以公分/秒計（對數比例尺）

		10 ²	10 ¹	10	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	
排水特性		易排水					不易排水			实际上不透水				
土壤种类		淨礫	淨砂、淨砂礫混合物	極細砂、無機和有機粉砂、砂質粉砂和粘土混合物、冰積漂礫粘土、層積粘土等					“不透水”土壤，例如風化層下的均質粘土					
				因植物生長和風化作用而改變性質的“不透水”土壤										
k 值的直接測定法	抽水試驗——土壤在野外的直接測定法。如測驗細心，結果可靠。但需相當經驗													
	常水頭滲透儀——只需稍有經驗													
k 值的間接測定法		變水頭滲透儀。結果可靠，只需稍有經驗			降水頭滲透儀。結果不可靠，需有豐富經驗			降水頭滲透儀。結果尚可靠，需有相當經驗						
	按粒配計算。僅可應用於無凝聚性的淨砂和淨礫									按固結試驗結果計算。結果可靠，需有相當經驗				

成层土壤的渗透性

天然的运积土壤常由不同渗透性的土层組成。要测定这种沉积土壤的平均渗透系数，必須在各土层取出有代表性的土样並进行試驗。祇要测定了各土层的 k 值，即可用下法計算平均渗透系数。今令

k_1, k_2, \dots, k_n = 各土层的渗透系数，

H_1, H_2, \dots, H_n = 各土层的厚度，

$H = H_1 + H_2 + \dots + H_n$ = 总厚度，

k_I = 平行于土层方向(通常是水平方向)的平均渗透系数，

k_n = 垂直于土层方向(通常是垂直方向)的平均渗透系数。

如果水流与土层平行，則平均流速 v 为

$$v = k_I i = \frac{1}{H} [v_1 H_1 + v_2 H_2 + \dots + v_n H_n] = \frac{1}{H} [k_1 i H_1 + k_2 i H_2 + \dots + k_n i H_n]$$

$$\text{故} \quad k_I = \frac{1}{H} [k_1 H_1 + k_2 H_2 + \dots + k_n H_n] \quad (11.10)$$

如果水流与土层垂直，則通过各土层的水力坡降，用 i_1, i_2, \dots, i_n 表示。通过一系列土层的水力坡降是 $\frac{h}{H}$ ，式中 h 是总水头损失。根据水流的連續原理，各土层的流速必須相等。所以

$$v = \frac{h}{H} k_I = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n$$

$$\text{又} \quad h = H_1 i_1 + H_2 i_2 + \dots + H_n i_n$$

将上两式合併，得

$$k_I = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}} \quad (11.11)$$

从理論上可証明各种成层土壤的 k_I 必小于 k_1 。

土层边界处的冲刷和冲刷的防止

工程师常要把滲水从土壤內导出，使流入井或沟中，或引入基础下的水道中。这种方法叫做排水(見第21节)。井常常是由多孔管子組成，水道則常常是由多孔管子或带有开口接头的管綫組成。在天然土壤和管子之間填以粗粒材料，这种材料叫做填料。如果填料的孔隙远大于附近天然土壤的最細顆粒，則最細土粒将被冲入填料的空隙中堆积起来，並逐漸阻塞水流。另一方面，如果填料的孔隙几和天然土壤內的孔隙一样小，則填料可能冲入水道而被帶走。所有这两种情形都是不利的。如果要防止这两种情形，填料必須由粒徑合乎一定要求的材料組成。这种填料叫做倒滤材料。

实验指出：如果材料內小于某直徑土重百分数15%的顆粒直徑 D_{15} ，至少为倒滤材料接触处的最粗土层的 D_{15} 的4倍，且不大于倒滤材料接触处最細土层的 D_{85} 的4倍，則这种材料可以基本上合乎倒滤材料的要求。第15图即表明这些要求。图中右侧阴影部分是倒滤材料接触处各种土壤的粒配曲綫。根据上述規定，任何材料的粒配曲綫如果与15%的水平綫相截于 a 和 b 两点之間，則这种材料合乎倒滤材料的条件。如果倒滤材料跨过了粗粒土壤和細粒土壤之間的边界，則在这边界的兩側範圍內必須采用不同的倒滤材料。

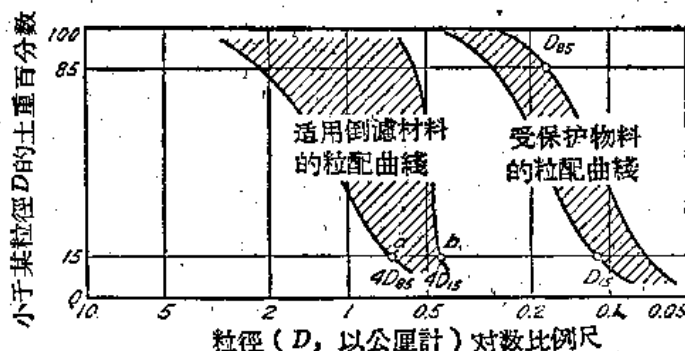
由于最好是使倒滤材料的滲水水头损失減小至最小值，且合乎顆粒直徑的条件，故

大型倒滤层常由几层倒滤材料组成。每一层倒滤材料对于前一层材料而言必须满足第15图的条件。这种组合倒滤层叫做级配倒滤层。

水流在粗粒和细粒土壤边界处由地下逸出时，如果流速极大，则可能冲刷细粒土壤。

通常冲刷的发生先是沿着土壤边界各点形成小泉涌，然后向后浸蚀至水流入土区域。所以

这种过程叫做反向冲刷。这是对土壤安全最有危险性的威胁，而且是许多堤岸严重损毁的原因（见第59节）。因为除非有大量土壤从地内逐渐冲出，冲刷是不会发生的，所以，在泉涌可能发生的区域建造倒滤层，便可有效地防止冲刷。



第15图 倒滤材料颗粒大小的规定。右侧阴影面积是被保护的各物料粒配曲线，左侧阴影面积是倒滤材料的粒配曲线范围。

习 题

1. 粗砂样，高15公分，直径5.5公分，用常水头渗透仪进行试验。在静水压力水头40公分下，使水渗过土壤历时6秒。流出水量计重400克。问在试验时孔隙比及温度下的渗透系数是多少？

答： $k=1.05$ 公分/秒。

2. 砂床由三层等厚的水平砂层组成。上下两层的 k 值是 1×10^{-4} 公分/秒，中层的 k 值是 1×10^{-2} 公分/秒。问砂床在水平方向和垂直方向的平均渗透系数之比是多少。

答：23比1。

3. 圆形颗粒的混合砂样，孔隙比是0.62，渗透系数是 2.5×10^{-2} 公分/秒。试估计同样物料在孔隙比为0.75时的 k 值。

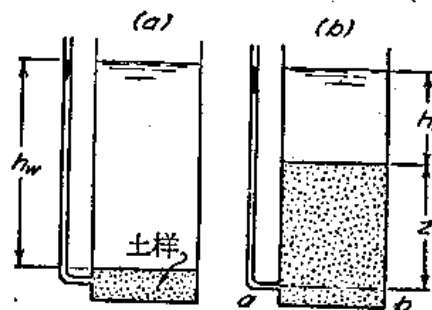
第12节 有效应力、中性应力和临界水力坡降

有效应力和中性应力

第16图所示为容器底上一薄层土壤的剖面。如果在土样表面上加一单位面积荷重 p ，例如在土样上铺一层铅弹，则土样的孔隙比从 e_0 减至 e_1 。压力 p 也使土壤的其它一切力学性质发生变化（例如它的抗剪强度）。因此，这个压力叫做有效压力，以符号 \bar{p} 表示。

如果容器内装水而不是铅弹，水的高度为 h_w ，并使 $h_w = p/\gamma_w$ ，则土样内水平截面上的正应力也增加为 p 值。但是由于水重所增加的压力，对于土壤的孔隙比或其它任何力学性质（例如抗剪强度）并没有可以测得出的影响。故水重所产生的压力叫做中性压力。如果中性压力等于大气压力，则它的数值是零。故中性压力等于压力水头 h_w 和水的比重 γ_w 的乘积，或

$$u_w = \gamma_w h_w$$



第16图 区别有效应力和中性应力的装置

(12.1)

中性压力是經由孔隙水分轉递至土层的底部，而有效压力則經由各土粒間的接触点轉递。根据这一概念，在饱和土壤断面上任一点的总正应力 p 可分成两部分：一是中性应力 $u_w = \gamma_w h_w$ ；另一是有效应力 \bar{p} 。故

$$p = \bar{p} + u_w \quad (12.2)$$

这是土力学中最重要方程式之一。

第16b图中所示容器的下半部装有什么重为 γ 的饱和土壤。土壤面上水的高度是 H_1 ，达到平衡后，深度 z 处的压力水头 h_w 是 $H_1 + z$ ，中性应力是

$$u_w = (H_1 + z)\gamma_w \quad (12.3)$$

总正应力是

$$p = H_1\gamma_w + z\gamma \quad (12.4)$$

故深度 z 处的有效应力是

$$\bar{p} = p - u_w = H_1\gamma_w + z\gamma - (H_1 + z)\gamma_w = z(\gamma - \gamma_w) = z\gamma' \quad (12.5)$$

式中

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (12.6)$$

γ' 值叫做土壤的水下什么重(即浮什么重——譯註)。它等于饱和土壤的什么重 γ 和水的什么重 γ_w 之差。

临界水力坡降

在求(12.5)式时，土壤孔隙内的水是假定在静止状态。如果孔隙内的水在流动，则(12.5)式必须代以含有水力坡降 i 的式子。这可用第17a图的装置来证实。圆柱形容器A的細篩上装有紧实的砂层。砂层的厚度是 H ，容器的頂緣高出砂面 H_1 。

細篩以下的空間用一管子和容器B相連。每一容器的水面都保持在頂緣处。故不論容器B中水面在任何位置，砂面下深度 z 处水平截面上的总正应力 p 常等于(12.4)式的 p 。相应的有效应力 \bar{p} 等于

$$\bar{p} = p - u_w$$

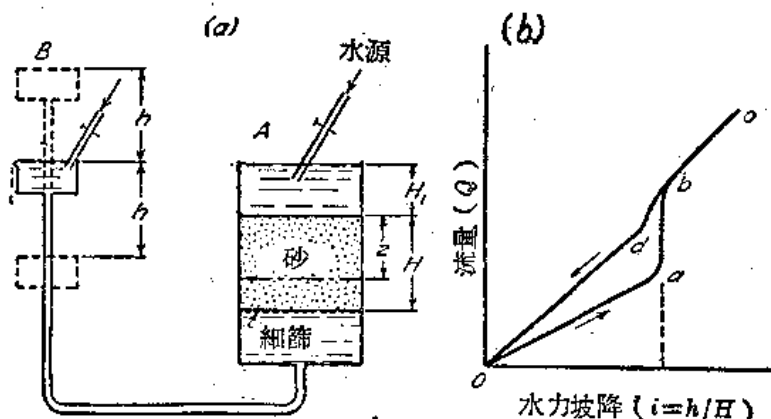
因此，如果水中的中性应力减少或增加 Δu_w ，则有效应力必增加或减少同一数量，或

$$\Delta \bar{p} = -\Delta u_w \quad (12.7)$$

当两个容器内水面在同一高度时，深度 z 处的有效应力为 $\bar{p} = z\gamma'$ ，即(12.5)式。如果容器B降低一距离 h ，则水流在水力坡降 $i = \frac{h}{H}$ 下向下渗过砂层。深度 H 处的中性应力减小 $h\gamma_w = iH\gamma_w$ ；在任何其它深度 z 处的中性应力必按比例减小 $\Delta u_w = iz\gamma_w$ 。有效应力则增加同一量。

另一方面，如果容器B升高一距离 h ，则深度 z 处的中性应力增加 $\Delta u_w = iz\gamma_w$ 。有效应力减小至

$$\bar{p} = z\gamma' - iz\gamma_w \quad (12.8)$$



第17图 (a)说明砂层时，水力情况的装置；(b)图(a)装置中流經砂层流量和向上水力坡降的关系。

中性应力的增加 Δu_w 純系因土壤的孔隙水由静止状态轉变为流动状态而产生。砂中的相应有效应力变化量 Δu_w 就是渗透压力。它是由于渗透水和孔隙壁間的摩阻力所产生，並可用拖曳力來說明。如果水向下渗透，則渗流将向下拖曳土粒，因而增加砂中的有效应力。另一方面，如果水向上渗透，則水和孔隙壁間的摩阻力将举起土粒。当(12.8)式中水力坡降 i 等于

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (12.9)$$

时，砂层中任何深度处的有效应力就等于零。换言之，平均渗透压力就等于砂在水下的么重。 i_c 值叫做临界水力坡降。

第17b图是說明渗流向上流动对砂土性質的力学作用。这图的横坐标是水力坡降，縱坐标是相应的单位時間流量 Q 。曲綫 O_{abc} 是水力坡降平稳增加时流量和水力坡降的关系。当 i 小于 i_c 时，根据(11.6)式达塞定律，流量和 i 成正比增加，而且 K 值为常数这个事实說明砂粒的相互位置实际保持不变。但当 i 等于 i_c 时，則流量突然增加，渗透系数亦随之增大。如果事先在砂面放一重物，則此时重物立即下沉，砂土像变成液体一样。 i 再繼續增加，則流量又和 i 成正比增加，且渗透系数保持着水力坡降刚超过临界水力坡降时的数值。由水力坡降从大于 i_c 变小时的流量减小如 $cbdo$ 綫所示。当 i 大致等于 i_c 时，渗透系数减小，然后 i 繼續减小，它仍保持为一常数。因 bdo 綫位于 oab 綫之上，故相应的渗透系数大于原来的渗透系数。这一事实說明 oab 綫中的 ab 陡綫所代表的事跡使砂土的密度发生永久性的减小。

在陡綫 ab 所代表的过程中砂粒有一种显著剧烈的激动。所以这种現象通常叫做砂土的沸湧。在任何敞口挖方中，如果地下水在水力坡降大于临界值 i_c 时向挖方底部上昇，則砂土便开始沸湧。常認為沸湧仅在某种砂土中发生，这种砂土叫做流砂。故必須強調指出，当水力坡降等于 i_c 时，任何砂土而且即使是礫都可以发生沸湧。流砂一詞应使用于即使渗水的水力坡降小于临界值，而且即使沒有可觉察的外来扰动而仍能发生流动的少数极疏松的极細砂土。对于实际流砂的特性，所知甚少，这将在第17节中討論。

防止普通砂土的沸湧方法一般可在渗水从地面逸出处建造压渗倒滤层。設計良好的倒滤层对于土壤內的中性应力几无影响。故倒滤层的整个重量可增加有效应力，並使砂粒保持着原来的位置。

参考文献

12.1 G. E. BERTRAM, *An Experimental Investigation of Protective Filters*, Harvard University, Graduate School of Engineering, Soil Mechanics Series 7, Jan. 1940.

习 題

1. 砂土的固体成份的么重是2.60克/公分³。孔隙比是0.572。試求砂土的乾么重和飽和么重，並比較在水下时的有效么重。

答： $\gamma_d = 103.2$ 磅/呎³， $\gamma = 125.9$ 磅/呎³， $\gamma' = 63.5$ 磅/呎³。

2. 深层沉积的极細砂土层內，地下水水面在地面下4呎。地下水水面以上的砂土为毛細管水所飽和。砂土的飽和么重是127磅/呎³。問地面下深度12呎处水平面上的垂直有效压力是多少？

答：1025磅/呎²。

3. 没在水中的粘土层厚达50呎,从土层取得土样的平均含水量是54%,土的重度是2.78克/公分³。問因粘土重量而在土层底部所产生的垂直有效压力是多少。

4. 砂土粒的重度是2.66克/公分³,在疏松状态时的孔隙率是45%,在紧密状态时是37%。問在这两种状态时砂土的临界水力坡降是多少。

答: 0.91, 1.05。

5. 在一硬粘土层中进行大规模的敞口挖方,硬粘土的饱和重度是110磅/呎³。当挖方深达25呎时,底部隆起,逐渐发生裂缝,且自下向上湧出砂和水的混合物。后来由鑽探得知粘土层下离地面37呎处有一砂层。試計算挖方开始前水在鑽孔中由砂层上升的高度。

答: 在砂层頂面以上21.2呎。

第13节 受側限土層的壓縮性

引論

如果一軟粘土层直接位于建筑物的基脚下,則这基脚将会有很大的沉陷,甚至可能陷入土壤中。但是这种土壤的不良情况已經認識,則設計人員通常可預先知道可能发生的危險,並可将基脚放在墩台上或樁群上,使墩台或樁群通过軟土层直达下面的硬土层,以避免这种困难。

另一方面,如果一薄层軟粘土埋藏在一厚砂层之下,則这粘土层並不易于发现。許多工程師認為基脚的沉陷仅取决于直接在基脚下面的土壤性質。故如軟粘土位于基脚以下10呎或15呎以上,則通常忽視了它的存在。但是,由于粘土在建筑物重量下逐渐固結,故建筑物可能有过大的沉陷和不均匀沉陷,見第54节。

由于这种不良的沉陷情况屡次发现,因此最近20年来对于受側限黏土层的壓縮性便逐渐受人重視,对于沉陷量的大小和分佈的計算或估算方法亦續有发表。如果計算所得的沉陷量超过了一定許可值,則重新設計基础。

在受側限粘土层四周的附着力和摩擦力可防止土层在水平方面延展。故側限粘土层受压时的沉陷計算所需資料可由側限土样的壓縮試驗求得。

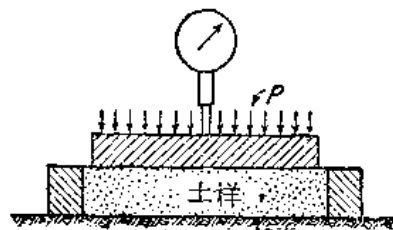
試驗方法

进行側限壓縮試驗时,是将土样置于圓环內,如第18图所示。荷重經由一鋼板作用于土样頂面,壓縮量是用測微錶測定。如果土壤是在饱和状态,則将土样置于兩块透水石之間,使受压时水分由上下两透水石排出。

試驗結果是以图解来表示。縱坐标是自然比例尺的孔隙比 e 。如果橫坐标是自然比例尺的压力强度 p ,則試驗結果的曲綫是 $e-p$ 曲綫。如果橫坐标是对数比例尺的压力,則所得曲綫是 $e-\log p$ 曲綫。因这两种繪制方法都各有优点,故两种图解都可采用。

自然状态的土壤和重塑后原来結構被破坏的土壤必須加以区别(見第8节)。重塑土壤的成分經過搓捏过程(包括沿着顆粒接触点滑动)可使其达到最后位置。

但水成沉积物的成分是顆粒接顆粒地沉积下来的。这两种过程可产生极其不同的結構形态(見第17节)。而且,地基內大多数天然土壤的成分是在數百年或甚至數千年都不改变它們的相对位置的,而重塑土壤或經過压碎或磨研过程所得矿物粉末的成分,仅在

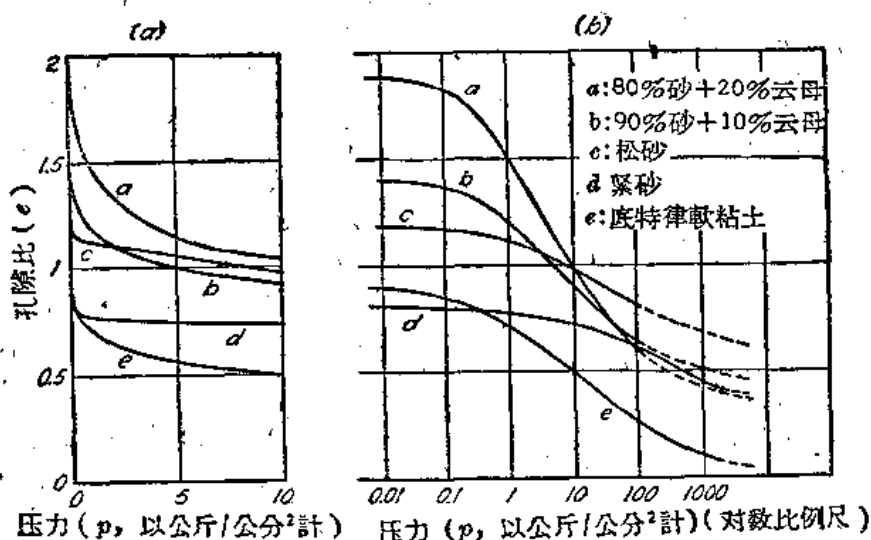


第18图 土样側限壓縮試驗仪

試驗前數小時或數天內便達到它們的最后位置。歷時長久的接觸點可能產生分子結合力，而這種結合力在重塑土壤內是完全沒有。故重塑土壤和不扰动土壤的孔隙比和壓力之間的关系是不同的。這些关系將在各小節中討論。

压碎矿物和重塑土壤的壓縮性

各種压碎矿物和重塑土壤的典型 $e-p$ 曲線見第19a圖，相應的 $e-\log p$ 曲線見第19b圖。顆粒形狀對於土團壓縮性的影响見第19a圖內曲線 a 、 b 和 d 所示。曲線 a 是80%砂和20%云母的混合物；曲線 b 是90%砂和10%云母的混合物；曲線 d 是100%砂。每一試樣在開始時是用棒插和振動方法使它們緊密。這些曲線說明，扁平顆粒百分數增加，則壓縮性大大增加。而且，第19a圖指出，緊密砂土的曲線 d 的平均坡度較同一砂土在疏松状态時的曲線 c 平坦；同時，即使在極大壓力下，疏松砂土的孔隙較之不受壓力而在緊密状态的同一砂土的孔隙比為大。



第19圖 土團側限壓縮試驗結果

(a) 典型 $e-p$ 曲線; (b) 相應的 $e-\log p$ 曲線。

第19a圖並且說明，軟粘土的重塑土樣的曲線 e 與90%砂、10%云母的混合物的曲線 b 是很相似的，但是在任何壓力下，粘土孔隙比遠較砂云母混合物的相應孔隙比為小。

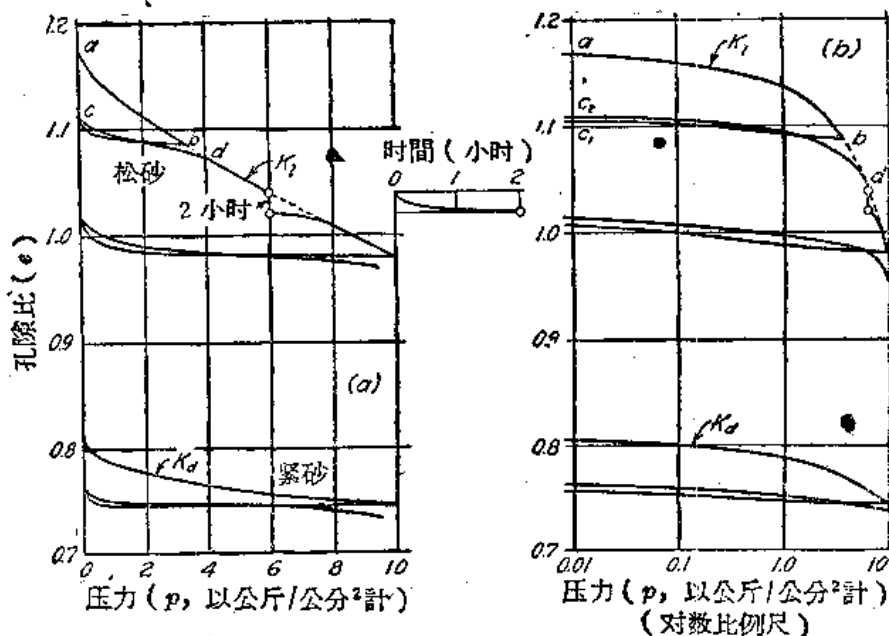
第19b圖上所有的 $e-\log p$ 曲線都具有某些共同特性。每一曲線都以水平切綫開始，末端也近似為一水平切綫。每一曲線的中間斜坡部分都相當直。砂土的中間部分是從壓力10至100公斤/公分²成一直綫。在這壓力時，顆粒開始被压碎，且坡度增加。然後坡度保持一定，直至1000公斤/公分²左右，坡度開始減小。重塑軟粘土的曲線的中間部分約從壓力為1至2000公斤/公分²範圍內的坡度，減少甚小，可視為一直綫。砂和云母混合物的曲線的中間部分在1至10公斤/公分²的範圍內，實際上是一直綫。隨後曲線的坡度減少，近似一水平切綫。

有兩種其它現象，在一般土壤壓縮性方面具有特殊意義。這就是壓縮的時間速率和由于暫時減除荷重所引起的體積變化。

砂土壓縮的時間作用見第20圖。圖內曲線 K 表示壓力作均等而又相當急速增大時疏松孔隙比的減小情形。如果荷重的施加中斷，則孔隙比在荷重不變下減小，如 $e-p$ 曲線中的垂直段及其相應的 e -時間曲線所示。如果經過一段時間後，又按原來速率施加荷

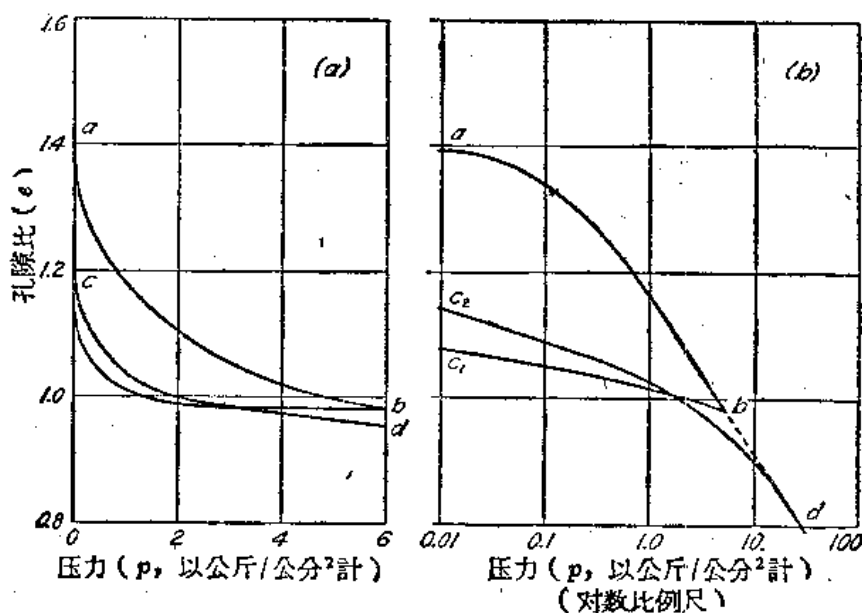
重，則曲線 K_1 又与砂土均等加重而未經中斷的曲線平順地接合。在荷重不变时砂土孔隙比的减小，是由于顆粒的位置对于压力增加进行調整的一种迟滯作用。

重塑饱和粘土土样在試驗时，也觀測到由于同一原因的类似的时间作用。但是这种時間作用是和由于粘土渗透性低的、具有更重要的迟滯作用相結合。由于時間迟滯作用，故除非图上各点在不变荷重下的孔隙比事实上为一常数，則 $e-p$ 曲線就沒有一定的物理意义。



第20图 (a)和(b)受側限砂土压缩試驗結果的 e 和 p 的关系

第20图指出孔隙比由于荷重暂时移去而发生的变化。移去荷重是以除压曲線 bc 表示，隨後再加荷重，則以再压曲線 cd 表示。就粘土而言， bc 代表着膨胀曲線。除压曲線和再压曲線之間的面积是滯后环，各种不同土壤的滯后环仅在滯后环的坡度和寬度有所不同。在自然座标图上，滯后环是向上凹陷，在半对数座标图上，則它是向下凹陷。第21图所示为90%砂和10%云母的紧密混合物的滯后环。重塑粘土的滯后环是很相似的。



第21图 90%砂和10%云母組成的受側限紧密土样的 e 和 p 的关系

不扰动砂土

在自然界中，所有砂土都是或多或少地成层式的。成层沉积土在层面方向的压缩性较之在层面垂直方向者为小。而且，大部自然砂土至少都含有少量的结合料，并在地下水水位以上也含有土壤水分。这两种成分产生了凝聚力。而且，有些自然砂土的相对密度较之用振动法以外的人工方法所得的密度为大。其它砂土在自然状态下的结构较之在试验室中可以制成的松砂不稳定。这些事实说明，自然砂土的结构和在试验室内所做成同一砂土试样的结构是稍有不同的。但是如果这两种状态的砂土的孔隙比相同，则它们的压缩性也接近相等。

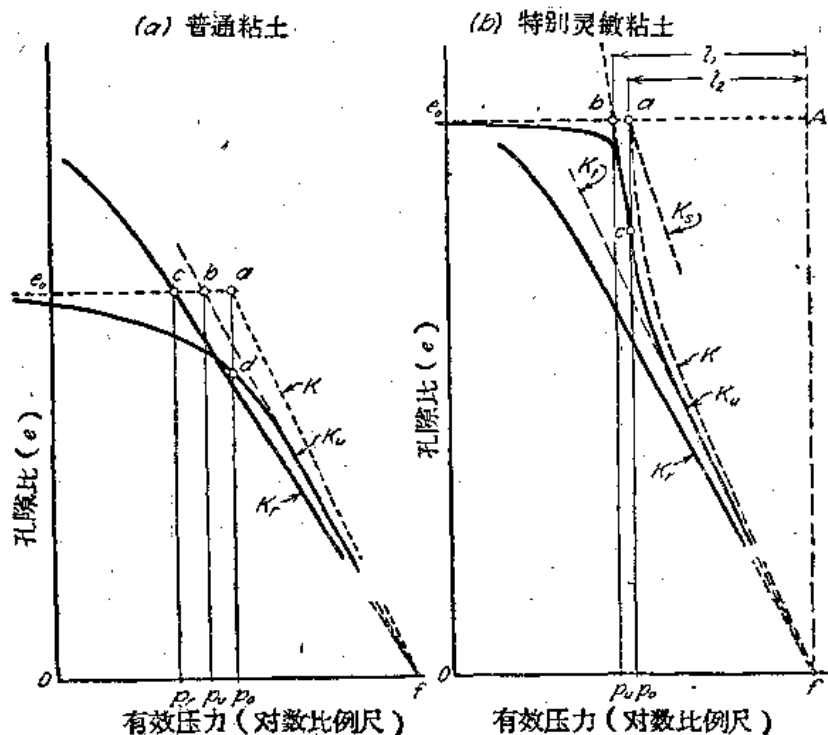
在实际问题中，受侧限砂层的压缩性通常可以忽视。因此砂土的压缩性未曾加以广泛的研究。

正常荷重的不扰动粘土

以下讨论限于承受压力从未大于现有积土压力的粘土。这种粘土叫做正常荷重粘土。经验指出正常荷重粘土的自然含水量 w 通常是接近于液限 L_w 。如果 w 远小于 L_w ，则粘土的灵敏度(第8节)便会很低。另一方面，如果 w 远大于 L_w ，则粘土有高的灵敏度。在任何情况中，地面下很深处的正常荷重粘土常是软的。

为了求得地面下深度 D 处正常荷重粘土的受侧限土层的压缩性资料，我们可以在该深度处从试井或钻孔取得不扰动土样。第22a图内， a 点的坐标是土样的自然孔隙比 e_0 和深度 D 处土壤上的有效积土压力 p_0 。压力 p_0 等于深度 D 至地下水水面之间的土壤水下重量和地下水水面以上的土壤和土壤水分总重量之和。此值以单位面积上的重量表示。

在取样过程中，粘土土样的含水量虽几乎不变，但它所受的积土压力减少到极小的数值。第22a图上的虚线 ae_0 就是表示这样取样过程。如果把土样放在固结仪上再增加压力，则中等灵敏度或低灵敏度的普通粘土的孔隙比将随荷重的增加而减小，如 K_u 线所示。 K_u 的弯曲部分是再压曲线，就像第21b图内的 c, d 曲线一样。这条线渐成直线，如继续向下延长，则它和水平轴 $e=0$ 相交于 f 点。 K_u 的直线部分向上延长，则相当于第21b图内 c, d 曲线的 db 切线。它和通过 a 点的水平线相交于 b 点，见第22a图。经



第22图 (a)普通灵敏粘土的 e 和 p 的关系，重塑土样为(K_r)，试验室不扰动土样为(K_u)，野外自然土样为(K_s)；(b)特别灵敏粘土的同一关系。

驗指出，正常荷重粘土的 b 点常在 a 点的左側。

如果我們把粘土加水混合成为浓厚的土漿，並在加压力时逐渐使它固結，則可得 $e-\log p$ 的 K_1 綫，見第22a图。此綫在 e 点以下几为一直綫。虽然它的坡度較 K_u 的直綫部分小，但是它的向下延長綫和水平軸交于 f 点的附近。

表示野外粘土的 e 和 $\log p$ 关系的固結曲綫 K 必然通过 a 点。但是，試驗室所得的 K_u 和 K_1 綫都不通过这点。故 K 綫显然仅能从試驗室試驗結果，用一些外插方法来确定。如果 K_u 和 K_1 兩綫是直綫，並且和水平軸相交于同一 f 点附近，則可合理地假定野外土壤的 $e-\log p$ 曲綫也是一条通过 a 点的直綫，而且，如果向下延伸这条綫，則它也和水平軸相交于 f 点。所求得的这条綫就叫做野外固結曲綫。如果未能取得不扰动土样，則可以足够准确地根据重塑土样的 $e-\log p$ 曲綫 K_1 来确定 f 点，見第22a图，但是土样上的荷重要至少增加至20公斤/公分²。

第22a图中 b 、 a 两点的横坐标的压力比值 p_u/p_0 ，是表示土样結構被扰动的程度。这比值的变化范围約自0.3至0.7，平均值为0.5。即使用同一工具从同一钻孔取样，这比值也和平均值有很大的出入。故 p_u/p_0 值主要視特殊因素而定，例如粘土的灵敏度和試样是否取自取土管下部、中部或上部。

对于普通粘土的不扰动土样，第22a图內的 $e-\log p$ 曲綫 K_u 近似一拋物綫。但是特別灵敏的粘土，其相应曲綫的形状如第22b图的 K_u 所示。这曲綫开始时接近于水平，等到土样上压力几等于积土压力 p_0 时，它突然向下。当压力强度增加时，曲綫的坡度又显著减小，最后这曲綫成为一傾斜的直綫 K_1 。这种 $e-\log p$ 曲綫的形状指出，这种粘土的結構对于荷重的較快增加具有不正常的灵敏度。如果这种粘土上的压力增加极慢，則其孔隙比的减小是可能的，如虛曲綫 K_2 所示。否則这种正常荷重的厚粘土层的含水量便会隨深度的增加而迅速减小，但是这种现象从未观察到。然而，由于建筑房屋或填土而較快地增加粘土上的荷重是可能产生較大的压縮的。这种极端可能情况如陡峻下降的虛綫 K' 所示。由于野外固結曲綫的真正形状还不知道，故可假定它开始时有一条陡峻的切綫，如 K 曲綫一样。

特別灵敏粘土曲綫 K 的近似形状，可以用下述步驟决定。 ae_0 綫上 b 点的位置可以向上延長在反曲点 e 处与曲綫 K_u 相切的切綫来确定。水平軸 $e=0$ 上的 f 点位置可以向下延長 K_u 的直綫部分来确定。最后，經 f 点繪一垂直綫，和水平綫 ae_0 交于 A 点。曲綫 K 的繪制方法是使得在任何 e 值时， K 至 fA 的水平距离和 K_u 至 fA 的水平距离之比值等于

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{aA}{bA}.$$

曲綫 K_u 只能从不扰动土样試驗求得。如果土样扰动很严重，或加多量的水重塑並成为浓厚的土漿，則重塑土样的 $e-\log p$ 曲綫 K_1 和第22a图內普通粘土的 $e-\log p$ 曲綫 K_1 极相似。这曲綫在較大的压力范围实际上是一条直綫，它的坡度較第22b图中切于曲綫 K_u 下部的切綫 K_1 略小。換言之，粘土結構扰动后消失了第22b图中曲綫 K_u 在 b 点以下的突然弯曲性質，故繪制特別灵敏粘土的野外固結曲綫所需資料仅能从不扰动土样的固結試驗求得。

第22a和b图的野外固結曲綫 K 是計算无側限正常荷重粘土层上建筑物沉陷量的基础。填土或建筑物的重量使粘土上的压力自积土压力 p_0 增至 $p_0 + \Delta p$ 。相应的孔隙比自 e_0

減至 e 。故在压力范围 p_0 至 $p_0 + \Delta p$ ，我們可写成：

$$e_0 - e = \Delta e = a_v \Delta p$$

数值：

$$a_v (\text{公分}^3/\text{克}) = \frac{e_0 - e}{\Delta p (\text{克/公分}^2)} \quad (13.1)$$

是压力 p_0 至 $p_0 + \Delta p$ 范围内的压缩性系数。对于某一压力差，压缩性系数是随压力的增加而减小。土壤孔隙比减少 Δe 时，原来土壤每单位体积内的孔隙率减少值 Δn ，可以用 (7.2) 式求得。结果如下式

$$\Delta n = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

式中 e_0 是开始时的孔隙比。故

$$\Delta n = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta p = m_v \Delta p \quad (13.2)$$

式中

$$m_v (\text{公分}^3/\text{克}) = \frac{a_v (\text{公分}^3/\text{克})}{1 + e_0} \quad (13.3)$$

叫做体积压缩性系数。它表示由于压力增加一单位值原来粘土每单位厚度的压缩量。如果 H 是在压力 p 下粘土层的厚度，则压力自 p 增至 $p + \Delta p$ 时粘土层厚度的减少值是

$$S = H \cdot \Delta p \cdot m_v \quad (13.4)$$

普通粘土的野外固结曲线 K 在半对数图上是一条直线，如第22a图所示。此线可以用下式表示

$$e = e_0 - C_c \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5)$$

式中 C_c (无尺度) 是压缩指数。它等于 K 线直线部分的坡角的正切。 a_v 和 m_v 两值是随压力 p_0 的增加而迅速减小，但是 C_c 值则相反，它是一个常数，而且含有这常数的 (13.5) 式在广大压力范围内是适用的。

在半对数图上，第21b图的除压曲线 bc_1 在广大压力范围内也是一条直线。如果压力自 p 减至 $p - \Delta p$ ，则相应的除压曲线可以下式表示

$$e = e_1 + C_s \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.5a)$$

式中 C_s (无尺度) 是膨胀指数。它是用以量衡除压后的体积增加值。

合併 (13.1)，(13.3) 两式和 (13.5) 式，则得

$$a_v = \frac{C_c}{\Delta p} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.6)$$

及

$$m_v = \frac{C_c}{\Delta p (1 + e_0)} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.7)$$

将 m_v 值代入 (13.4) 式，则我们求得受侧限的正常荷重普通粘土层的压缩量 S 为

$$S = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.8)$$

如果是重塑粘土，则它在第22图内的 $e - \log p$ 曲线将自 K 变为 K_r 。因为 K 在广大压力范围内是一条直线，故可以用下式表示：

$$e = e_0 - C_c' \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (13.9)$$

上式和(13.5)式相似。符号 C_c' 是重塑粘土的压缩指数，它等于 K_r 线直线部分的坡角的正切。各种不同粘土的 C_c' 值是随液限的增加而增加，如第23图所示。图上各点横坐标是各种粘土的液限 L_w ，纵坐标是相应的 C_c' 值。这些土样是任意选样的。它们来自世界各个不同地点，包括普通粘土和特别灵敏粘土。所有点位置都接近于一直线，这直线的公式如下

$$C_c' = 0.007(L_w - 10\%) \quad (13.10)$$

式中 L_w 是液限，以乾粘土重的百分数表示。实际的 C_c' 值与(13.10)式确定的 C_c' 值的偏离约为 $\pm 30\%$ 。

对于中等灵敏度或低灵敏度的普通粘土，它们的 $e-\log p$ 曲线 K_r 和 K 在广大压力范围内都是一条直线，并且，相当于野外固结曲线 K 的 C_c 值约等于 $1.30C_c'$ 。也就是

$$C_c \sim 1.30C_c' = 0.009(L_w - 10\%) \quad (13.11)$$

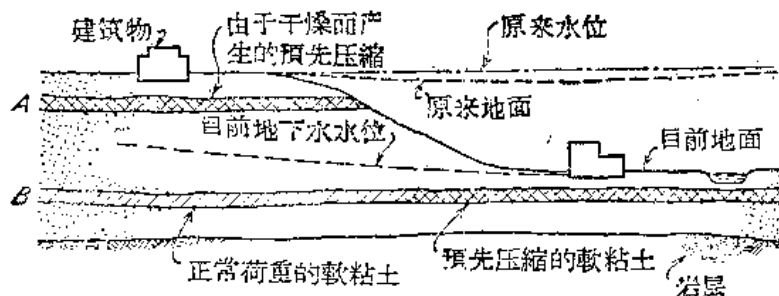
如果已知某粘土层的 C_c 值，则由于荷重 Δp 所造成的土层压缩量可用(13.8)式计算。对于中等灵敏度或低灵敏度的正常荷重粘土的 C_c 值可以用(13.11)式粗略估计，故除液限试验而外，粘土层上建筑物沉降量的大小可以不作其它试验便可确定。

另一方面，如果是特别灵敏的粘土，则它的野外固结曲线 K （第22b图）并不是一条直线，而且此线的上部坡度可能较 K_r 大数倍。对于这种粘土，依据(13.11)式的近似计算方法仅可求出粘土压缩量约下限值。实际的压缩量可能较此值大数倍。幸而这种粘土并不常见。这种粘土包括源于火山灰的墨西哥城粘土、加拿大东南部及斯堪的纳维亚各国的一些海积粘土以及各种含有大量有机物的粘土。如果粘土的液限大于100%，如果地面下20呎或30呎以下深度处粘土的自然含水量大于液限或者如果粘土含有大量有机物，则它们都可能有如第22b图所示的固结特性。这些粘土的灵敏度 S_{li} 〔公式(8.1)]约大于4，而普通粘土则小于4。如果粘土的灵敏度大于8，则这种粘土必有第22b图所示的固结特性。

预先压缩的不扰

动粘土

如果粘土曾受过比它目前积土压力还大的压力，那么这种粘土便叫做预先压缩过的粘土。暂时增加的压力可能是由于下列原因所产生：后来被冲蚀厚的土层重量，后来溶



第24图 使粘土预先压缩的两种地质过程

化了冰的重量，或由于暂时暴露而产生的干燥作用。如果这种增加压力 Δp_0 约小于4公斤/公分²，则粘土仍可能是软的。如果 Δp_0 远大于此值，则粘土必甚坚硬。

使粘土产生预先压缩的两种过程见第24图所示。当水位在目前高地地面高度以上

时, 所有在岩层以上的土层都在湖内沉积。如果一部分土层被冲蚀, 则土层B的右部粘土的含水量稍增, 而左部的含水量则因地下水水位降低而大大减少。但是对于目前积土情形而言, 在右部的粘土是预先压缩的软粘土, 左部是正常荷重的软粘土。

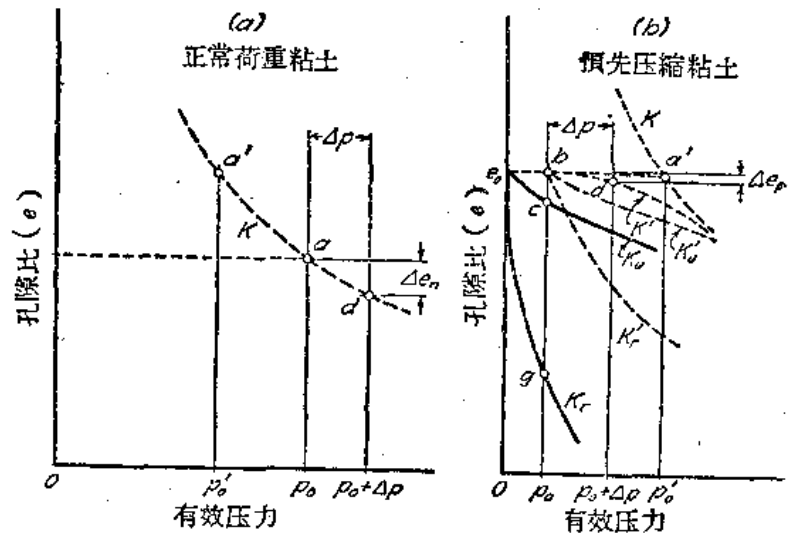
当水位从原来位置降至已冲刷河谷谷底以下的最后位置时, 粘土层A以上和以下的砂层水份逐渐排除。因此, 粘土层A逐渐变乾。在第21节中指出, 这种乾燥过程是和荷重下固结力学具有同样的作用, 所以A层是叫做由于乾燥而预先压缩。

如果土层是在水位有季节性或週期性变化的露天水体中沉积而成, 则沉积土表面的最高部分可能露出。在这区域以下, 则因乾燥作用而形成土壳。在土层表面再受水浸没后, 土壳被埋于新鲜的沉积土以下, 但是它的含水量仍特别低。所以它构成了位于正常荷重粘土层之间的预先压缩粘土层。

如果一硬粘土层位于在同一土类的软粘土层之上, 则这上层的硬粘土层一定是由于乾燥作用而预先压缩。而且, 如果上面的层曾在大气中长期暴露, 则它也可能因氧化作用而变色。例如, 在芝加哥地区, 在一厚层淡灰色的正常荷重软粘土上盖有一层黄色和灰色的预先压缩的硬粘土, 厚度介于2呎至6呎之间。瑞典南部曾发现有预先压缩的冰积粘土层位于同一土类的正常荷重软粘土层之间。

预先压缩对于孔隙比与压力关系的影响如第25图所示。图上两图均以自然比例尺繪成。第25a图表示第24图

内粘土层B的正常荷重部分的 e 和 p 的关系, 第25b图表示同一土层的预先压缩部分的相应关系。两图内的 a' 点代表冲蚀开始前粘土的状态。此时地下水水位在A层以上, 整个土层B的有效积土压力是等于每单位面积的压力 p_0' 。由于冲蚀是在地下水水位在总积土压力几为不变时下降而发生, 故土层B左部的有效积土压力自 p_0' 增至 p_0 , 同时表示这种粘土状态的点子(第25a图)自 a' 移至 a 。



第25图 (a)正常荷重粘土的 e 和 p 的野外关系; (b)同样粘土在预先压缩状态下的 e 和 p 的关系。

在土层B的右部, 地下水水位的下降是和大部积土的冲蚀同时发生。故土层右部的有效压力自 p_0' 减至 p_0 , 粘土自 a' 的状态(第25b图)变为 b 的状态。这种转变同时也引起孔隙比稍有增加。

由于在高地上建造高大的重型房屋而使土层B的正常荷重部分的有效压力增加了 Δp , 则房屋下粘土的孔隙比减小 Δe_n , 见第25a图, 且粘土自 a 的状态变为 d 的状态。土层B的右部预先压缩部分的有效压力增加了 Δp , 则粘土的孔隙比减小 Δe_p , 见第25a图, 且粘土自 a 的状态变为 d 的状态。

如果从土层 B 的两个部分取出扰动土样，由于取土时预先压缩土层的含水量显著地大于正常荷重部分的含水量，因而可能感觉到预先压缩粘土较正常荷重粘土为软。然而如果 Δp 约较 $(p_0' - p_0)$ 之半为小，则预先压缩土层的压缩量 Δe_p 将远较正常荷重土层的压缩量 Δe_n 为小。这是由于在表示孔隙比因稳定增加压力而减小的曲线上，地基内正常荷重粘土状态所代表的点自 a 移至 d ，见第25a图，而在再压缩曲线上预先压缩粘土的相应点则自 b 移至 d ，见第25b图。再压缩曲线的坡度远较直接压缩曲线的坡度为小，见第20和21两图所示。

在房屋重量下土层 B 的预先压缩部分的压缩量，可以从这部分所取代表土样的固结试验结果求得一些概念。但是由于野外土样是预先压缩的，所以它的 $e-p$ 曲线和室内试验所得者有很大的不同。这种不同的程度是依土样的扰动程度而定。

如果土样扰动很厉害，则 e 和 p 的室内试验关系和第25b图中的陡峻曲线 K' 相似。如果在这条曲线的纵坐标上加一距离 bg ，则得到通过 b 点，表示地基内粘土状态的 K'_1 曲线。但是，经验指出 K'_1 曲线和野外固结线 bd 并无相似之处。

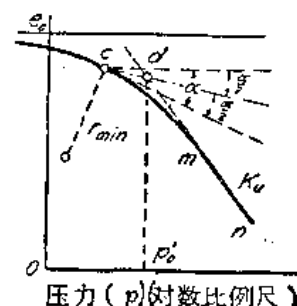
如果采用由试井法从地基细心取得的不扰动土样来进行固结试验，则可以得到 K_u 曲线。在这条曲线的纵坐标上加一距离 cb ，则可得到通过 b 点的 K'_u 曲线。虽然 K'_u 的坡度远较 K'_1 的坡度为小，但是如果 Δp 约小于 $(p_0' - p_0)$ 之半，则根据 K'_u 计算的粘土压缩量仍较野外粘土的真正压缩量大2至5倍。故不论取样时如何细心，试验结果的应用于野外情况是很不可靠的。

根据(13.11)式计算液限为已知的粘土的 e 和 p 的关系，所求的曲线通过 b 点，并且它较 K'_1 曲线为陡。此曲线对于通过 b 点的水平线的纵坐标至少是等于 K'_u 的纵坐标的两倍，而 K'_u 曲线的纵坐标又是野外 $e-p$ 曲线 K' 的纵坐标的2至5倍。故利用(13.11)式来估计预先压缩粘土的压缩性，其所得数值较正确数值大4倍至10倍以上。由于同样的方程式应用于正常荷重粘土时可得相当正确的数值，故粘土的荷重历史显然具有特殊的实用重要性。

在第24图所示的情况下，最大固结压力 p_0 可以比较准确地根据地质情况加以估计。建筑场址的地质和地文情况显然指出原来地面是位于目前最高地面或在它的上面，而且地下水水位很接近于原来地面。但是，如果地质情况并无错误，或者如果预先压缩是由于冰块重量引起而冰块已经溶解，又并无留下冰块厚度的痕迹，则依据地质情况来估计最大固结压力是极不可靠的。在这种情况下，唯一能对 p'_0 值求得一个一般概念方法，就是根据室内试验结果进行估计。

曾建议几种方法来根据室内试验结果确定最大固结压力。其中最普遍采用的方法见第26图所示。该图所示为不扰动粘土土样的 $e-\log p$ 曲线。通过曲度半径为最小的 c 点绘一水平线。此线与 K_u 线上 c 点切线间的角 α 平分线和 K_u 下部直线部分的向上延长线相交于 d 点。 d 点的横坐标假定等于 p'_0 。

第26图所示方法是根据观测周期荷重对于不扰动粘土样孔隙比的影响而求得。但是，在大自然中，压力 p_0' 的施加需要若干世纪，而不是几小时或几天。施加荷重的速率对于相应压缩量的影响可能极为重要。故用第26图的图解法求得的结果常不满意，这是不稀奇的。如果把正常荷重粘土土样进行



第26图 估计最大固结压力的常用图解法

試驗，則从图解法求得的 p_0' 值必等于現有积土压力。但是这个数值一般偏小很多，而且从任何一个钻孔所得土样的真正数值和計算数值之間的差別通常隨深度的增加而增加。对于預先压縮很大的粘土，这两个数值可能比較一致，但尚未最后証实。在任何情形中，研究結果常仍有較大的商榷余地。

但是，粘土是否預先压縮很大，常可以不用第26图的图解法来决定，而且这种資料常是实用問題所需要的。如果是正常荷重粘土，則第22a图上的 b 点一定在 a 点之左。所以如果若干个粘土层不扰动土样曾进行試驗，以及如果从試驗結果求得了所有 b 点的位置，則 p_0' 值一定不会远大于目前积土压力，而且預先压縮对于沉陷的影响可以忽略不計。另一方面，如果預先压縮压力远大于目前积土压力，則至少有若干 b 点位于 a 点之右。在这情形下，粘土上建筑物的沉陷将小于根据試驗結果所預估的沉陷量，因为这种粘土的室內試驗固結曲綫和野外固結曲綫之間的关系和第25b图內曲綫 K_u' 和 K' 之間的关系相似。

如果部分的正常荷重粘土层曾經因乾燥作用而預先压縮，則这个預先压縮土层的含水量較低。故这个土层的位置和厚度可以从含水量的縱剖面图来推測。在沉陷量計算中，預先压縮土层可以認為是不可压縮的土层。

天然土层压縮性求法的綜述

如果建筑物下土壤是由許多砂层或硬粘土层和軟粘土层交替地存在，則砂层和硬粘土层的压縮性可以忽略不計。

粘土层的压縮性主要取决于两个因素：粘土的液限和粘土在沉积后曾經受到的最大压力的大小。如果这个压力从未大于目前的有效积土压力，則这种土层叫做正常荷重土层。否則叫做預先压縮土层。

液限为已知值的正常荷重粘土层，如果没有異乎寻常的性質，則它的压縮性可用經驗公式(13.11)加以粗估。但是，如果粘土的液限大于100%，如果它的自然含水量在深度20或30呎处大于液限，或者如果它含有大量的有机物，則这种粘土层的压縮性可能較(13.11)式算得者大数倍。因此，如果建筑物修建在这种特殊粘土层上面，則應該用不扰动土样进行固結試驗来确定粘土的压縮性。

預先压縮粘土的压縮性不仅取决于粘土的液限，而且也取决于 $\Delta p / (p_0' - p_0)$ ，式中 Δp 是在目前积土压力 p_0 上所加上的建筑物压力， p_0' 是粘土曾經受到的最大压力。如果这比值小于50%，則这种粘土的压縮性为同类粘土在正常荷重状态下的压縮性的10至25%。如果这比值增加，則預先压縮对于粘土压縮性的影响減少。当比值大于100%时，預先压縮对于建筑物沉陷的影响可以略而不計。

粘土預先压縮的产生可能是曾因冲刷作用而移去的土层重量、由于已溶化了的冰块重量或由于乾燥作用。如果預先压縮是由于曾經移去的荷重所产生，則土壤所受的增加压力在地面下沿垂直綫上各点都是相等的。但是如果預先压縮是由于乾燥作用所产生，則增加压力可能从以前的蒸发表面起向下逐漸減少，而且預先压縮土层的总深度不会超过几呎。

除非工程师需要在很厚的硬粘土层上建筑一座非常大而重的建筑物，而且这座建筑物虽不大的不均匀沉陷也会遭受損毀，那么，預先压縮很大的粘土层的压縮性通常是沒有关系的。如果問題需要沉陷計算，則最好从試孔取不扰动土样进行固結試驗。根据試驗

結果的沉陷計算的誤差原因和重要性，已在前節討論過。

參考文獻

- 13.1. P. C. RUTLEDGE, Relation of Undisturbed Sampling to Laboratory Testing, *Trans. ASCE*, Vol. 109 (1944), p. 1155. With discussions. 論目前說明固結試驗結果的方法。
13.2. A. W. SKEMPTON, Notes on the Compressibility of Clays, *Quart. J. Geol. Soc. London*, Vol. C (1944), pp. 119-135. 論粘土的阿太堡限度和固結特性的統計關係。

習題

1. 黏土層的厚度平均液限為45%呎，它的表面是在目前地面下35呎深度處。黏土的自然含水量是40%，土粒比重是2.78克/公分³，在地面和黏土之間是細砂。地下水水位是在地面下15呎深度處。砂土的平均水下土重是65磅/呎³，地下水水位以上濕砂土的土重是110磅/呎³。根據地質資料，粘土是正常荷重粘土。將要修建在粘土上面砂土上的房屋重量使粘土上的目前積土壓力增加1.2噸/呎²。試估計房屋的平均沉陷量。

答：10吋。

2. 第24圖粘土層B的厚度是25呎，它的表面在河道平均水位以下30呎深度處，並在目前河谷谷底以下35呎處。河谷附近高地地面是在目前河谷谷底以上150呎，原來地下水水位是在這地面以上5呎。粘土上蓋有砂土，砂土的土重和前題相同。計算土層右部的最大固結壓力。

答：超過目前積土壓力4.76噸/呎²。

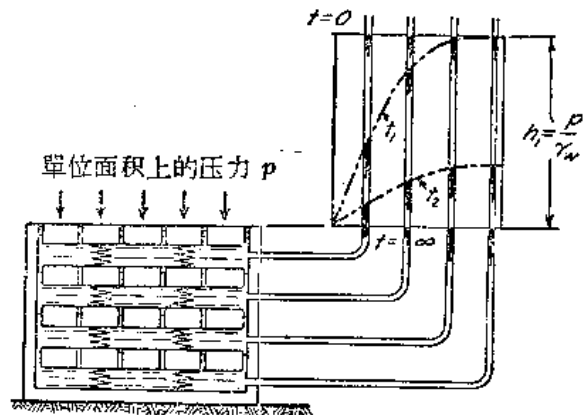
3. 第24圖內在河谷谷底上的房屋使粘土層的平均壓力增加1.2噸/呎²。粘土的平均液限是45%。關於土層厚度及其位置的資料和第二題相同。粘土的平均自然含水量為35%，土粒比重是2.78克/公分³。估計房屋沉陷量的上限值及下限值。

答：不大於11.6吋的25%或2.9吋，且可能不小於11.6吋的10%或1.2吋。

第14節 粘土層的固結作用

前節已指出，粘土因荷重增加而壓縮是進行甚緩的。一小部分遲緩的原因是由于顆粒受增加壓力後逐漸調整它的位置。這種原因在砂土和粘土內都是一樣的，但是在粘土內，大部分遲緩是由于粘土的滲透性很低。因此，需要較長時間來排除過多的水分。含水量在荷重不變下逐漸減小的作用叫做固結作用。

在不变荷重下，低滲透性對於彈性土層壓縮性遲緩影響的力學作用，可以用第27圖的儀器來說明。這儀器為一圓柱形容器，它的內部裝有一組活塞，各個活塞是由彈簧來分開。活塞之間充滿了水，活塞為可透水的。當單位面積壓力 p 施加於最上層活塞的表面時，由於活塞間水分的排出尚須經過一定的時間，故在開始時彈簧高度並無變化。但是彈簧要在它的高度減小後才能負載這個荷重，故在開始時單位面積壓力 p 是完全由水中超靜水壓力 $h_1 \gamma_w = p$ 所負載。此時水在各測壓管內都保持在高度 h_1 處。



第27圖 說明固結過程力學作用的儀器

經過了短時間 t_1 以後，有些水分自上层空格內排出，但是在最下层空格內事實上仍充滿了水。隨着上层空格體積的減少，上层彈簧受到壓縮。故上层彈簧開始負載 p 的一部分壓力，因而上层空格內的水壓力減少。在較下各空格內的情況則仍然未變。此時各測壓管中的水面是位於曲綫 t_1 上，曲綫 t_1 在高度 h_1 處成水平綫。它相應的壓縮量或活塞組厚度的減少值是 S_1 。任何連接某一時刻的各測壓管內水面而成的曲綫（例如 t_1 ）叫做水壓綫。此後各測壓管中水面是在曲綫 t_2 上。最後，在極長時期後，超靜水壓力變得很小，它相應的最後壓縮量是 $S=S_\infty$ 。黏土的最後壓縮量可由土層的最初厚度和 (13.4) 式來決定。比值

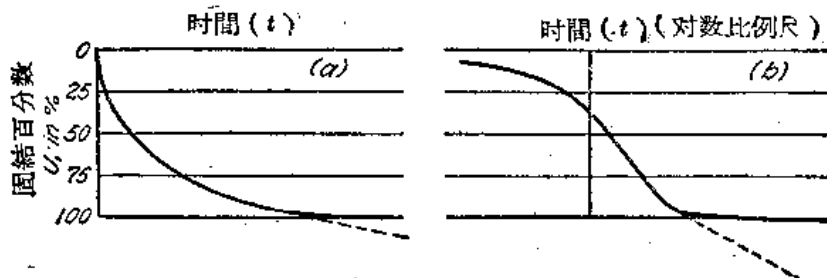
$$U(\%) = \frac{S}{S_\infty} \quad (14.1)$$

就是在時間 t 的固結百分數。

整個活塞和彈簧系統的固結速率可根據水力學原理計算。這種系統的固結百分數和經過時間之間的关系如

第28a和28b兩圖中的實綫所示。

粘土的固結速率可利用第13節中所述的側限壓縮試驗在試驗室中來研究。在固結百分數。0至80%時，試驗所



第28圖 時間——固結曲綫

實綫代表第27圖的機械設備的关系；虛綫代表具有同樣固結特性的粘土土样的关系，与彈簧——活塞系統的曲綫形状極类似。但是粘土的曲綫並不以水平綫為漸近綫，而是以平緩坡度延伸，如第28圖的虛綫所示。由虛綫和實綫之間的垂直距離表示的固結過程叫做次時效應。這種次時效應可能是由於土壤受壓後，逐漸調整它的結構，以適應應力的變化，並且由於吸附層的粘滯力對於顆粒間的滑動施以阻力。在与實綫相適應的活塞和彈簧系統內，壓縮過程的遲滯作用僅是由於阻止過多水分迅速排出的阻力所致。

粘土土樣固結試驗的結果曾經顯示若干簡單关系。一定粘土在達到某一固結百分數時所需的時間是和該土層的厚度的平方成正比增加。對於厚度相等的不同粘土層，達到某一固結百分數所需的時間是和 $\frac{m_v}{k}$ 成正比增加，式中 m_v 是體積壓縮性係數，見 (13.3) 式， k 是滲透係數。比值

$$C_v (\text{公分}^2/\text{秒}) = \frac{k}{m_v} \frac{1}{\gamma_w} \quad (14.2)$$

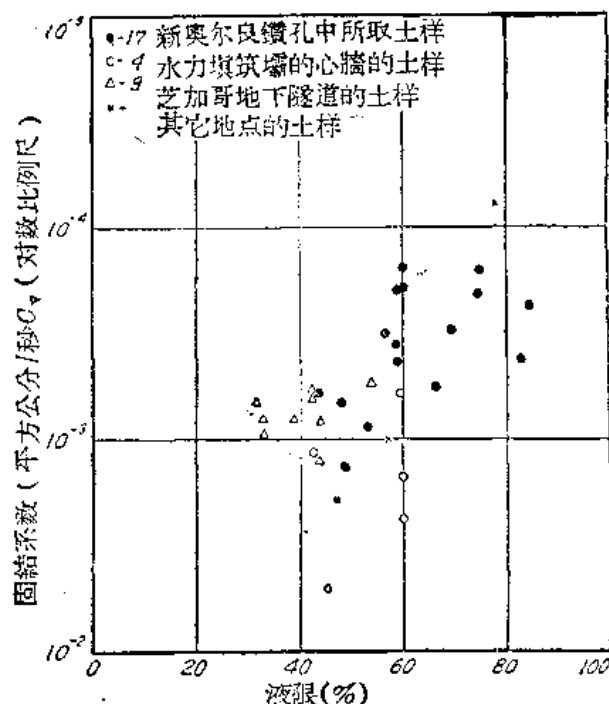
叫做固結係數。孔隙比減少時， k 和 m_v 都迅速減少，但是 k/m_v 比值則在很廣的壓力範圍是常數。不同粘土的 C_v 值一般是隨液限而增加，如第29圖所示。圖中橫坐標是液限，縱坐標是不擾動粘土土樣在正常壓力1至4公斤/公分²時的相應固結係數。這圖說明了粘土在某液限時的固結係數變化範圍很大。

最近試驗研究指出，在某一開始孔隙比 e_0 時，(14.2) 式的固結係數是隨着固結荷重增值的增加而增加。故在作為估計在建築物重量下黏土層固結速率的根據而進行固結試驗時，當壓力達到等於積土壓力後所施加的荷重增值必須和建築物底面上每單位面積的荷重具有同等大小。由於這是一般實用的，所以迄今尚無發現估計的沉陷速率和計算的

沉陷速率有显著不同之处。第29图内的 C_u 值是用标准試驗求得。

如果減輕自然黏土层上的压力，例如开挖竖井或隧道，則通常在挖方完成后一星期或一星期以上，粘土并不开始体积膨胀。在几个事例中曾观察到，在荷重施加后数星期，这种在荷重作用下的土层并不开始固結。这种粘土对应力变化所反映的迟滞作用，有如次时效效应和荷重增值大小对 C_u 的影响一样，不能用固結理論所根据的简单力学概念来说明。它们的特性和发生的情形仅能借观察来研究。

虽然固結理論包含着許多根本簡化了的东西，但是它仍然很有用，因为根据固結試驗的結果，至少可以粗略估計因固結而产生的沉陷速率。故第二篇第41节将简单叙述这种理論。



第29图 不扰动粘土土样的液限和固結系数之間的关系

习 題

1. 粘土土样厚0.75吋进行固結試驗的結果指出，在头5分鐘內就达到最后压縮量的一半。在同样的排水情形下，試求建筑物在厚12呎的同一粘土层上达到它的最后沉陷量的一半时所需的时间是多少(次时效效应忽略不计)？

答：t=128天。

2. 粘土A的压力自1.2公斤/公分²增至1.8公斤/公分²时，它的孔隙比自0.572降至0.505。粘土B在同样压力增值时的孔隙比自0.612降至0.597。土样A的厚度是B的1.5倍。但是达到50%固結所需时间，土样B较土样A多3倍。試求A和B的渗透系数之比是多少？

答：31:1。

3. 建筑物的地基土壤是厚的砂土层，砂层的一半厚度处，有一层軟粘土，厚度是10呎。試驗室的土样是两面排水，它在一小时內达到80%固結土样厚1吋。試求粘土层在固結百分数达80%时所需时间多少？

第15节 土壤的抗剪强度

引論

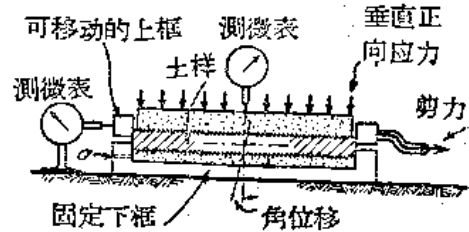
如果土体内的剪应力超过某一临界值，則土体便被破坏，这种破坏可能引起土坡滑方、挡土牆崩塌或基脚陷入地中，这要視土壤情况和荷重情况而定。由于避免这些事故发生至为重要，故早在一世紀前，就十分注意确定土壤抗剪强度的因素。

研究方法

最简单、最古老和最普通的土壤抗剪强度研究方法就是直接剪力試驗或简单地叫做剪力試驗。进行試驗时是用盒式剪力仪或直接剪力仪，見第30图。这种仪器是由固定的下框和能在水平方向移动的上框組成。土样是放置在这两块透水石之間，这种在饱和土

样固結时透水石可作为排水之用。土样和透水石之間的接触面是齿形，如图上所示，它是用以防止受剪时土样和透水石之間发生滑动。

土样受剪前，在上面一块透水石上施加单位面积的垂直荷重 p 。这荷重的施加和此后剪力的施加，都使土样的孔隙比产生变化。如果土样的孔隙是充满了空气，则这种变化几乎立即就产生。另一方面，如果土样是饱和的土样，则土壤孔隙内水的流动阻力可使这种变化延迟。土壤在破坏时的含水量取决于施加剪力前它在垂直荷重下的固結百分数、土壤的渗透性、增加剪力的速率和排水情况。用以研究这些因素对垂直荷重与抗剪强度关系的影响的試驗有慢剪試驗，固結快剪試驗和快剪試驗。慢剪試驗时，垂直荷重和此后的剪力都是慢慢施加，使得甚至是完全饱和的低渗透性土样的含水量也可以几乎完全适应于应力的变化。固結快剪試驗时，土样在垂直荷重下完全固結后随即在含水量不变的情况下施加剪力。快剪試驗时，在垂直荷重和剪力的施加期間之时，土样的含水量实际上都保持不变。



第30图 直接剪力仪

用第30图的盒式剪力仪仅能进行粘土的快剪試驗和固結快剪試驗，因为其它土壤的渗透很快，縱使土样內的应力增加很快，也可能使含水量发生显著的变化。慢剪試驗可应用于任何土壤。观测土样在垂直荷重下的固結情况是用测微表测定上面一块透水石的垂直移动，見第30图。剪力試驗时，这个测微表还可以指出土样受剪时体积是增加抑或减少。

拉动剪力仪的上框来施加水平剪力，並測定上框与下框之間的相应位移。在用普通的盒式剪力仪进行試驗时，剪力是逐渐增加施加的。如果剪力在一适当速率下連續增加，则仪器便叫做受到应力控制。另一方面，如果位移是在一特定状态下增加，並測定位移增加所需的拉力，则仪器便叫做受到应变控制。

当上框的水平位移增加时，增加位移所需的力量也增加並达到某一最大值，则这个最大值叫做峯值。此后，这力通常减低並接近于最后值，如第31b图的上部曲线所示。在峯值以上的剪应力和剪应变的可靠关系仅能用应变控制的剪力仪来求得。

盒式剪力仪在实用仪上是有若干缺点的。其中最重要的缺点是在进行試驗时受剪面的面积变化、受剪面上剪应力的不均匀分佈和由于应力变化結果許多饱和土样的含水量迅速变化。

当上框的水平位移增加时，上半土样和下半土样之間的接触面面积减小。故即使是用应变控制的剪力仪，也不能求得有关土样最后抗剪强度的可靠数值。而且，受剪面上各点並非同时发生破坏。它是从两边开始，然后漸向中心。故試驗所得抗剪强度的峯值較真正的峯值为低。盒式剪力仪的这两种缺点曾經用环式剪力仪来避免，在环式剪力仪中的土样是环形15.1。

但是，对于不是粘土的土壤，盒式或环式剪力仪都不能得快剪試驗和固結快剪試驗的可靠結果。为了使这种試驗不致产生很大誤差，必須采用三軸压力仪(第16节)。

下面所討論的土壤抗剪强度和压力之間的关系主要是根据环式剪力仪和三軸压力仪的試驗結果。但是为了簡明起見，試驗記錄好像是用理想的盒式剪力仪求得的一样，这

种理想的盒式剪力仪有精细仪器的一切优点，而並無缺点。故当叙述饱和砂土的固結快剪試驗結果时，讀者必須注意这些記錄实际上仅能从三軸压力試驗求得。

乾砂的抗剪强度

第31b图的縱軸是盒式剪力仪中土样受剪面上的剪应力，橫軸是第30图上剪力仪上框对于下框的水平位移。如果土样是鬆砂，則剪应力隨水平位移的增加而增加，直至破坏时为止（ K_1 曲綫）。試驗是用不同压力 p 重复进行。将不同試驗在破坏状态时的剪应力 s 与压力 p 繪图，可得第31a图上的 C_1 直綫。此綫可用下列方程式表示

$$s = p \tan \phi \quad (15.1)$$

ϕ 角叫做內摩擦角， $\tan \phi$ 是內摩擦系数。

如果是紧砂，則剪应力从峯值減至較峯值为低的最後值后土样受到剪切破坏，如第31b图 K_d 曲綫所示。 K_d 曲綫的形状指出，应变的增加大于峯值，則砂土結構逐漸瓦解。第31a图的 C_d 綫是表示紧砂的压力和相当于峯值的抗剪强度之間的关系。 C_1 綫是一条直綫，但是 C_d 綫則略有弯曲。为实用目的，这种曲度可不予考虑。 C_d 綫的平均坡角就是紧砂的內摩擦角。

对于某一砂土， ϕ 角是隨相对密度的增加而增加。鬆砂的 ϕ 角約等于休止角，所謂休止角就是乾砂从低处傾注堆成的坡面和水平面所成的角度。故鬆砂的 ϕ 值不用剪力試驗就可确定。 ϕ 的代表值見第7表。

第7表

干砂的 ϕ 的代表值（度）

	圓 粒	角 粒
	級配均匀	級配优良
鬆	28.5°	34°
紧*	35°	46°

*这是正向应力介于0至3公斤/公分²时的平均峯值。正向应力增加时， ϕ 值略微减小，見第31a图。

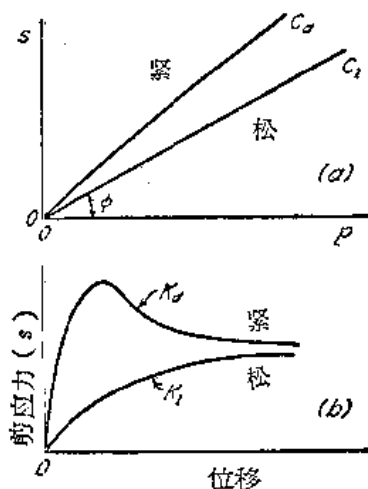
有些砂土的各个土粒間是由像碳酸鈣那样的胶結物細末胶結着。这些砂土不論是在乾的状态或濕的状态，它的正向压力 p 和抗剪强度 s 之間的关系都可以近似地用下式表示：

$$s = c + p \tan \phi \quad (15.2)$$

式中 c 值叫做砂土的凝聚力。它仅取决于砂粒間的結合强度，故砂土的凝聚力是一常数。在潮湿状态的无胶結砂土也有一定的凝聚力数值，但由于这种凝聚力在砂土浸沒水中时就消失，故这种凝聚力叫做假凝聚力。胶結砂土或濕砂土的內摩擦角 ϕ (15.2式) 約等于在无凝聚性状态时同样孔隙比的同一砂土的內摩擦角 ϕ 。

饱和砂土的抗剪强度

拉移盒式剪力仪上框时所发生的应力变化，使砂土的孔隙比发生变化。經驗指出，由于剪力所产生的孔隙比变化是同时視垂直荷重和砂土的相对密度而定。不論砂土的相对密度如何，压力极小时，它在破坏时的孔隙比大于开始时的孔隙比，而压力极大时，



第31图 (a) 砂土的直接剪力試驗結果；(b) 砂土直接剪力試驗所得的应力和应变的关系曲綫。

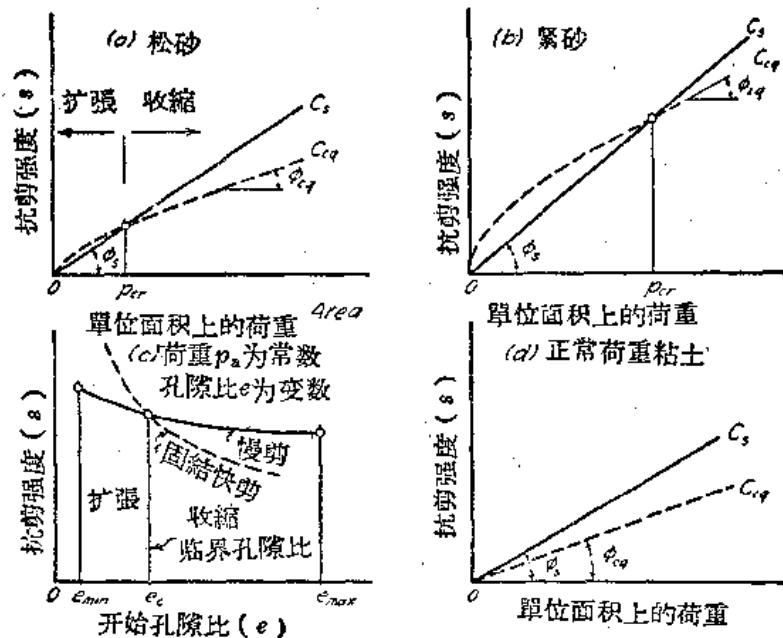
则在破坏时的孔隙比小于开始时的孔隙比。在中等压力时，剪力可使鬆砂的孔隙比减少，而使紧砂的孔隙比增加。饱和砂土的孔隙水分排出时，孔隙比减少，而在吸收水分时，则孔隙比增加。在压力不变时土壤由于剪力而发生的膨胀叫做扩张。

如果壩堤內大量飽和細砂的平衡受到破坏，例如壩堤前水面驟降，則壩堤內的含水量变化迟于应力变化，因为水分自壩堤內部流至坝面需要相当时间。如果砂土体积和应力变化速率为一定，则砂土含水量变化的迟緩作用随渗透系数的减少而增加。

如果迟緩作用可以忽略不计，则壩堤中砂土的破坏情形和进行饱和砂土慢剪試驗时的情形相同。另一方面，如果壩堤中含水量显著变化之前就发生破坏，则破坏情形相当于固結快剪試驗时的情形。故饱和砂土壩堤破坏时的应力情况是介于饱和土样慢剪試驗和固結快剪試驗的抗剪强度之間。

饱和砂土的慢剪試驗結果是和相对密度同一的乾砂的結果一样的，但饱和砂土的角度 ϕ 小1或2度。饱和砂土慢剪試驗所得的 ϕ 值是以 ϕ_s 来表示(見第32a和b两图)。

在进行固結快剪試驗时，剪力的增加速率应使土样在含水量开始适应于应力变化前就破坏。这种情况对于抗剪强度的作用，是取决于抗剪强度的增加是否使孔隙比趋于减少或增加。孔隙比趋于减少，则使孔隙水分中具有超靜水压力。由于这种压力負担着土样上一部分的垂直荷重，故受剪面上的有效垂直压力小于总垂直压力，並且土样破坏时的剪应力小于慢剪試驗时同一土样的剪应力。若土样趋于膨胀(扩张)，则作用相反。



第32图 (a)和(b)各为飽和松砂和飽和紧砂土样的慢剪試驗和固結快剪試驗的結果，(c)飽和砂土样在压力 p_a 下完全固結后的抗剪强度 s 和开始孔隙比 e 的关系，(d)正常荷重粘土的慢剪試驗和固結快剪試驗的結果。

第32a图的实线 C_s 是飽和鬆砂的慢剪試驗結果，虛线 C_{cq} 是同一砂土土样的固結快剪試驗結果。在压力极小时，剪应力可使土样扩张，而在大压力时，则使土样收缩。故 C_{cq} 线必与 C_s 线相交。在压力为 p_{cr} 处，剪力的增加速率对于抗剪强度无影响。

第32b图是飽和紧砂的同样試驗結果。紧砂的 p_{cr} 值远大于松砂，但第32a和32b两图的一般特性是相同的。两图中的虛线 C_{cq} 的坡度都迅速减少，而且这些曲线渐趋于直线，它們的坡角为 ϕ_{cq} 。 ϕ_{cq} 值叫做固結快剪試驗的抗剪强度角。目前已有的少量試驗資料指出， ϕ_{cq} 的平均值約等于 $\frac{2}{3}\phi_s$ ，而且假設 ϕ_{cq} 值可以小于 $\frac{1}{2}\phi_s$ 是没有理由的。振动可使形

成斜面的饱和砂土暂时变为半液体状态的物料,好像它的内摩擦角几等于零而流动着。但是这种破坏型式和本节所論现象并无关系,因为这种破坏是在荷重不变的情形下孔隙水压力突然增加后所产生的。这种孔隙水压力的突然增加並沒有在剪力試驗或三軸压力試驗时发现。引起这种破坏的条件将于第17节討論。

第32 c 图的横坐标是在一定垂直压力 p_a 时饱和土样在完全固結后的孔隙比。縱坐标是土样的抗剪强度。实綫是慢剪試驗的結果,虚綫是在同一垂直压力 p_a 时的固結快剪試驗結果。对于开始孔隙比較小的紧砂,它在固結快剪时的抗剪强度較慢剪試驗为大。对于开始孔隙比較大的松砂,則它在固結快剪时的抗剪强度較小。在孔隙比为 e_c 时,慢剪試驗和固結快剪試驗所得的抗剪强度是相等的。孔隙比 e_c 是叫做压力为 P_a 时的临界孔隙比。在临界孔隙比时,剪应力的施加速率对于抗剪强度影响。在 p_a 值較小时,即使是松砂,也滿足这个条件,見第32 a 图,但在 p_a 值較大时,則相对密度必大,見第32 b 图。故临界孔隙比显然是隨 p_a 值的增加而增加。

第32 a 至 c 图的所有饱和土样,它的开始孔隙水压力 u_w 都是可以忽略不計的。換言之,在受剪面上的开始垂直压力是有效压力。如果砂土是在地下水水面以下較深处,則开始孔隙水压力 u_w 不能不考虑。在这情形下,(15.1)式中的 p 值必須以 $(p-u_w)$ 代替,故

$$s = (p - u_w) \tan \phi \quad (15.3)$$

式中 p 是受剪面上的总正向压力。如果横坐标为 $p - u_w$,則第 32 a 和 b 图的关系仍然不变。

表面載重的迅速施加,也可以产生第(15.3)式中的孔隙水压力 u_w 。孔隙水压力对于抗剪强度的影响可用快剪試驗来研究,就是在快剪試驗时使土样上的压力从 p 突然增至 $p + \Delta p$,然后迅速施加剪力。在土样含水量不变时增加荷重 Δp ,可使剪力施加前的孔隙水压力从零增至 $u_w = \Delta p$ 。根据(15.3)式的关系,这种試驗的結果是和土样上荷重保持不变时所得結果相同的。

作为上述关系的实例,可研究饱和細砂的斜坡在滑动时的稳定情形。饱和砂土的抗剪强度不仅取决于内摩擦角和受剪面上砂土的重量,而且也取决于砂土的相对密度和剪应力的增加速率。

饱和砂土内剪应力增加的最普通原因是砂土壩堤的一面斜坡或兩面斜坡附近水面降落。按照第32图的关系,水面降落后的斜坡稳定性是取决于砂土的密度和水面降落的速度。如果水面降落迟緩,則砂土的孔隙比适应于应力的变化,因而由第7表中 ϕ 值所决定的砂土抗剪强度路微減小,这是因为水面降落时砂土成部分饱和状态。另一方面,如果水面降落迅速,則砂土的含水量实际上保持不变。因此,砂土的抗剪强度是由第32 c 图中虚綫所示的固結快剪試驗結果所决定。如果壩堤土料的孔隙比大于临界孔隙比,則固結快剪試驗的抗剪强度小于慢剪試驗;否則必大。故如情况許可,最好是儘可能压实砂土壩堤,使它成为暫时的或永久的饱和状态。

粉沙和粉質砂土的抗剪强度

粉沙和粉質砂土的正向压力和抗剪强度的关系和第32 a 至 c 图内淨砂土的关系相似。慢剪試驗所得的 ϕ 值,在鬆疏状态时約为 27° 至 30° ,在紧密状态时 30° 至 35° 。这些数值和砂土的数值一样大。

由于粉沙和粉質砂土的滲透性比較低,故它們的饱和土壤类似于在固結快剪試驗的情形下的在野外破坏。砂土的固結快剪試驗結果如第32 a 至 c 图的虚綫所示。因粉沙的

扩张性通常不如大颗粒砂土显著，故粉沙和粉质砂土的曲线的曲度比较不大显著。固结快剪试验时的压力和抗剪强度峰值之间的关系可以近似地以下式表示

$$s = p \tan \phi_{cq} \quad (15.4)$$

式中 p 是剪力施加前受剪面上的压力， ϕ_{cq} 是表示固结快剪试验结果的虚线（第32 a和b图）直线部分的坡角。由于这些虚线开始处切线的角度大于 ϕ_{cq} ，故真正的 s 值大于（15.4）式所求得的数值。如果剪力施加前受剪面附近土壤的孔隙水压力等于 u_w ，则（15.4）式必须以下式代替

$$s = (p - u_w) \tan \phi_{cq} \quad (15.5)$$

ϕ_{cq} 值可低至 17° ，其值通常介于 20° 至 22° 之间。但尚无比较肯定的资料。

重塑粘土的抗剪强度

如果重塑粘土的开始含水量接近于液限，则慢剪试验和固结快剪试验中粘土的抗剪强度都是和受剪面上的压力成正比增加，如第32 d图所示。因为表示固结快剪试验结果的虚线 C_{cq} 全部是在慢剪试验结果的实线 C_s 之下，故即使是在极小压力，正常荷重的重塑粘土的扩张亦可忽略不计。 C_s 和 C_{cq} 两线都是直线，故压力和抗剪强度的关系可以准确地用下式表示

$$\text{慢剪试验: } s = p \tan \phi_s \quad (15.6)$$

$$\text{固结快剪试验: } s = p \tan \phi_{cq} \quad (15.7)$$

ϕ_s 和 ϕ_{cq} 两值的范围如下

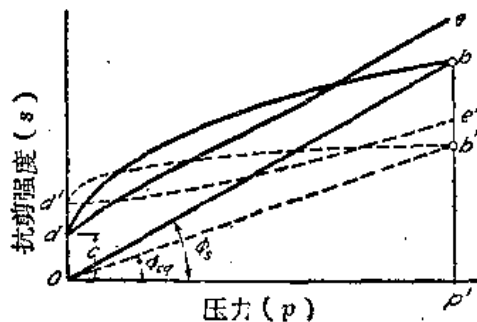
$$\phi_s = 28^\circ \text{ 至 } 30^\circ \text{ (例外情形可小至 } 20^\circ \text{)}$$

$$\phi_{cq} = 14^\circ \text{ 至 } 20^\circ \text{ (例外情形可小至 } 12^\circ \text{)}$$

第33图的直线 ob 即是第32 d图的 C_s 线。它表示慢剪试验时正常荷重粘土的压力和抗剪强度的关系。这条线和水平线成 ϕ_s 角。 bd 线是表示曾在压力 p' 下预先压缩，然后又在较小压力 p 下允许膨胀的土样进行慢剪试验的结果。荷重完全除去后土样的抗剪强度以 d 点的纵坐标 c 来表示。 c 值通常就叫做粘土的凝聚力。但粘土的凝聚力和（15.2）式中胶结砂土的凝聚力 c 相反，它并不是一个常数。它随预先压缩压力 p' 的增加而增大。

第33图的 d_e 线表示先在压力 p' 下固结，然后在无压力下膨胀，最后在小于 p' 的压力 p 下固结并进行慢剪试验的粘土的慢剪试验所得数值和正向压力的关系。此线在 d 点的角度稍小于 ϕ_s 角，但压力 p 增加时，它接近于 ob 的向上延长线。

第33图中 ob 线对于 bd 的位置指出，由于在压力 p' 下固结所产生的一部分抗剪强度，虽经除去压力但仍然存在。这可能是由于吸附水分的胶结性质所致。粘土的固结表示正常的水分和几为正常的水分已经排除，但吸附水分则几仍然不变。故预先压缩并不改变每单位体积固体土粒的胶结料分量。但当孔隙比减少时，则土粒间的接触较近，胶结料的强度迅速增加。虽然砂土预先压缩也可以使砂土的含水量经常减少，但砂土内吸附水的分量是可以略而不计的，因此预先压缩对于砂土抗剪强度的影响可以略而不计。如果



第33图 预先压缩的重塑粘土的剪力试验结果(实线是慢剪试验，虚线是固结快剪试验)

用砂土按第33图中所示进行一組試驗，則可发现 bd 綫和 de 綫实际上是和 ob 綫一样的。

由于預先压縮对粘土抗剪强度的影响，孔隙比和抗剪强度之间的关系曲綫和 $e-p$ 曲綫很相似，兩曲綫图中压力的卸除和再施加的影响見滞后环所示。

第33图的虛綫是表示正常荷重和預先压縮的同样粘土用固結快剪試驗所得的抗剪强度。 $b'd'$ 綫右部的坡度极小。它和第21a图中除压曲綫 bc 的坡度也极小的事实相符合。这和事实表示移去了荷重 p' 的大部分，不致严重損害固結快剪試驗所得的粘土抗剪强度。

如果在第33图的虛綫 $ob'd'e'$ 所代表的任何一种情况中，土样上的荷重从 p 迅速增至 $p+\Delta p$ ，並且隨即迅速施加剪力，那么这种試驗就是快剪試驗。这种試驗結果所得的抗剪强度就等于固結快剪試驗时同一 p 的抗剪强度，它和 Δp 值无关。这个理由已在饱和砂土的抗剪强度討論中解释过。

以上討論仅述及抗剪强度的峰值。但正常荷重粘土或預先压縮粘土的剪切破坏常伴随着抗剪强度減少至最后值，如第31b图紧砂的 K_d 曲綫所示。慢剪試驗的峰值和最后值之間的比值，約自高塑性粘土的2.5至粉質粘土的1.4。由于复原效应，这比值稍大于用极慢速率施加剪力的試驗所得的数值。迄今曾得到的最小的最后值时的 ϕ_s 約为 7° 。它是由高塑性粘土求得($L_w=126\%$, $I_w=90\%$)。固結快剪試驗时一定粘土的峰值和最后值之間的比值較慢剪試驗为大，但資料的蒐集不多，尚不能求得它的数值。

当粘土的剪应力約大于峰值的一半时，粘土便在固定剪应力下发生蠕動。換言之，第34图的时间——位移曲綫接近于傾斜切綫而不是水平切綫。固定剪应力增加时，这些切綫的坡度和它的相应蠕動速率也增加。

粘土填料的抗剪强度

在工程实用上，重塑粘土是用作坝堤和路基的建筑材料。在施工期間，粘土的含水量实际上保持不变。故这种粘土在刚刚施工后的抗剪强度是相当于快剪試驗所测定的强度，而快剪試驗所用土样的含水量为相当于施工剛完成后的土坝中粘土所具有的含水量。如果是饱和粘土，那么快剪試驗测定的抗剪强度和粘土的垂直压力无关，如前所述。另一方面，如果粘土含有空气，則垂直压力 p 增加时，抗剪强度 s 也增加。这两值之间的关系可以近似地用下式表示

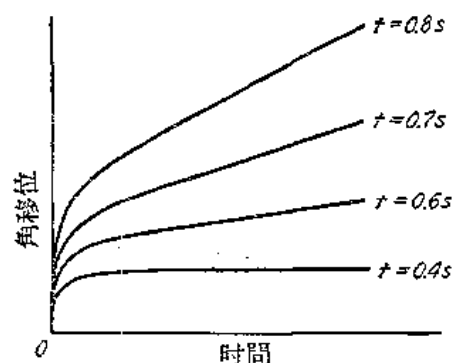
$$s = c + p \tan \phi_u \quad (15.8)$$

式中凝聚力 c 視粘土的最初稠度而定， ϕ_u 值視粘土的压縮性和含气量而定。完全饱和的粘土的 ϕ_u 等于零，极乾粘土的 ϕ_u 值約为 30° 。

在实用上用快剪試驗求得的 c 和 ϕ_u 值，是有些不大可靠的，这主要是由于在野外的逐渐破坏的影响。这种现象和它的复杂性将于下两节討論。

天然粘土层的抗剪强度

天然粘土层的不扰动土样的压力和抗剪强度之间的关系是和同样粘土而受过預先压縮的重塑土样的相应关系极为相似。但是在一定的預先压縮压力和一定的荷重下，粘土的不扰动土样的抗剪强度的峰值和最后值之間的比值，通常較同一粘土的重塑土样为大。



第34图 剪应力大小不同时粘土的时间——位移曲綫

开挖土方或就地施加荷重(例如建筑物或填土的重量)都可以使天然粘土层发生剪切破坏。为了计算粘土斜坡的滑动安全系数,或上层荷重施加后粘土的地基损毁安全系数,必须确定坍塌滑动面上的抗剪强度。

施工前,在坍塌滑动面上土壤的有效重量作用下,粘土已达完全固结状态。在施工期间,由于粘土的透水性很小,它的含水量几保持不变。故常假定滑动面上任何点的粘土的抗剪强度约等于自该点取得不扰动土样的固结快剪试验所得的峰值,而这固结快剪试验是在垂直压力等于原来的有效积土压力下固结后进行的。

但是,在试验室内进行固结的过程中,粘土的含水量降至自然含水量以下(见第22a图)。因此它的抗剪强度增加。欲消除这种误差,可绘出固结快剪试验所得的抗剪强度和孔隙比的关系曲线。由这条曲线,用外插法可求得相当于自然含水量的抗剪强度。

对于足够数量的代表性土样,在它们的抗剪强度峰值测定后,则可以计算沿着假定的滑动面上的总抗滑力。但是当应用这个方法来计算实际已经破坏了粘土层的抗剪强度时,便会发现沿着这个坍塌滑动面的平均抗剪强度是远小于根据试验计算所得的数值。这种显著的差异通常是由于逐渐破坏的影响。

逐渐破坏一词是表示破坏乃是自坍塌滑动面上的一点或一线向该面的边界散布。当滑动面周界附近粘土的应力接近于峰值时,开始破坏区的粘土的抗剪强度已接近于较小的最后值。因此,在完全破坏时坍塌滑动面上的总剪力远小于根据峰值所计算的抗剪强度。

当坍塌滑动面上某点的剪应力等于该点的粘土抗剪强度峰值之时,破坏便即开始。故计算开始剪损安全系数,在理论上是可能的,就是比较滑动面上各点的剪应力和由实验测定的这些点的抗剪强度峰值。因为这种计算必须根据土壤是完全弹性体的假定,故这种方法叫做弹性法。但是弹性法并不能实际应用,因为它求得的天然土壤的剪应力极不可靠,见第52节。从峰值计算所得的滑动面上抗剪强度和逐渐破坏的抗剪强度之间的比值尚未知道。而且,这一比值是否是一常数,仍属疑问。

最后破坏而不是开始破坏的安全系数可以用塑性法进行计算。这方法是根据观测的结果,这就是天然软粘土层在破坏时的滑动面上平均剪应力必稍小于粘土的平均无侧限抗压强度 q_u 的一半。这种关系在物理上的可能原因将在第17节讨论。除非将来有证据足以说明弹性法较塑性法既实用又可靠,计算软粘土斜坡的滑动安全系数应常用塑性法。对于略微扰动的粘土土样,平均抗剪强度可取为 $q_u/2$,对于不扰动土样,平均抗剪强度稍小于 $q_u/2$ 。

野外土壤抗剪强度测定方法的综述

饱和土壤剪力试验的结果主要取决于剪力的施加速率、试样的尺寸和试验步骤的其他细节。故如剪力试验结果要写成论文或报告,必须详细叙述全部试验步骤的主要特点。否则这种试验资料是很容易令人误解的。

完全无凝聚性的疏松干砂的内摩擦角 ϕ 约等于它的休止角。休止角测定之前,砂土必须在烘箱内烘干;否则所得数值过大。十分紧密的砂土在压力小于每平方呎2吨下的 ϕ 值,比较它的休止角大 5° 至 10° 。根据以上所述,不进行剪力试验就可以粗略地估计 ϕ 值。事实上很少需要更精确的数值。

砂土完全浸没在水中的内摩擦角 ϕ ,约较相对密度相同而完全干燥的同一砂土的 ϕ 值小 1° 至 2° 。但是如果浸没在水中的砂土很松,那么它可经过略微振动后变为半液体状态(见

第17节)。砂土的剪力試驗並不显出存在这种危險性，但是經驗上指出这是很真实的。因此，受到暂时饱和的砂質堤，或位于建筑地基下的厚层松砂，必須用适当方法加以压实。

粉質砂土和粉沙的剪力性質和极細砂相似。因为这些土壤的渗透性较小，所以，由这些土壤組成的饱和土层，它发生剪切破坏的情形是和試驗室进行固結快剪試驗时的情形相近。抗剪强度的相应角度 ϕ_{cr} 通常介于 20° 至 22° 之間。但是在特殊情形下也可以小至 17° 。

快剪試驗可用以測定堤內粘土的抗剪强度。对于一定的堤土料，試驗結果主要取决于开始試驗时的稠度和含气量。但是逐渐破坏对于已完成粘土堤的平均抗剪强度的影响尚未知道。試驗室土样的物理性質和完工后的堤粘土的物理性質之間的差異，是构成不肯定的附加原因，而且試驗結果可有各种不同的解釋。故采用的試驗步驟仍須予說明。

計算天然粘土斜坡的滑动安全系数，最好采用塑性法。这个方法是根据观测坍塌滑动面上天然軟粘土层的平均抗剪强度約等于从这些滑动面附近取得的不扰动粘土样的平均无侧限抗压强度的一半。压力試驗可以进行迅速，且技术简单。

剪力試驗和三軸試驗的功用

从上線述可得下列結論：剪力試驗目前祇适用于研究性質介于砂土和粘土之間的粉沙的抗剪强度。由于砂土的內摩擦角 ϕ 的下限等于休止角，而休止角可以不用剪力試驗就能确定，而且可以估計相对密度对于 ϕ 值的影响，所以砂土的剪力試驗很少进行。粘土的剪力試驗並不能求得任何实用数值，除非将来的观测証明用彈性法来解决天然軟粘土层的稳定問題較之塑性法既实用又远为可靠。除非有肯定的証据足以說明彈性法較好，原則估計天然粘土层的抗剪强度应根据无侧限压力試驗的結果。

粉沙質土壤的抗剪强度的实用問題是較不普遍的。因为除軟粘土以外的任何土壤的盒式固結快剪試驗極不可靠，故用固結快剪試驗來測定这种土壤的抗剪强度时的試驗研究必須用三軸压力仪。进行三軸压力試驗需要特殊的訓練和經驗。故工程重要以保証剪力試驗結果，則必須將土样送至有这样試驗設備而且能担任这种試驗的試驗室来进行。如果工程太小，不能負担土壤試驗的費用，則必須根据本节中所列的最低数值或其它地方的經驗來設計。

参考文献

15. I. M. J. Hvorslev, Torsion Shear Tests and Their Place in the Determination of the Shearing Resistance of Soils, *Proc. ASTM*, Vol 39, p 999.

第16节 三軸压力試驗

試驗的目的

前节中曾指出，除軟粘土以外，其它土壤的快剪試驗和固結快剪試驗的結果是不能相信的。这是因为土样的应力在变化时，盒式剪力仪或环式剪力仪內的土样的含水量不能完全保持不变。土壤的渗透性愈增大，則产生差誤的重要性也愈增大。饱和砂土土样是完全不能进行固結快剪試驗的。对于中等渗透性和渗透性很大的土壤，它在含水量不变时的抗剪强度，目前仅可用三軸压力試驗求得可靠的結果。

就目前而論，利用三軸試驗來研究飽和粉沙和粉沙質土壤的剪力性質是最合式的方法。这个理由已在前节未述及。

三軸試驗要点

三軸試驗的原理見第35图。圓柱形土样是封閉在不透水膜和金屬板內，它放在裝滿流体的小室內，流体的压力是 p_c 。每单位面上的外加軸向压力 q 經過一块刚性金屬板施加于土样頂部。如果 V 閥打开，水可以經過室底的透水石进入或离开土样。在 V 閥以上的出水管上接有压力表，可用以測量土样內的水压力。裝置有一隻測微表，可用以測定土样在垂直方向的应变。

在进行慢剪試驗或固結快剪試驗时，首先在四周压力 p_c 下使土样完全固結。在固結过程中， V 閥必須打开。由于流体压力作用于土样的頂部和四周，所以这时土样內並無剪应力产生。

然后以外加的軸向压力每单位面积 q 加于土样上。逐渐增加軸向压力，直至土样破坏时为止。在施加这压力时， V 閥可以打开或关闭。如果 V 閥关闭，則剪应力是在含水量不变的情形下产生。关闭时所得的試驗結果是相当于在盒式剪力仪內进行固結快剪試驗，但是因为剪应力自零值增加至損毀时，这种試驗設備足以避免含水量的任何改变，所以試驗結果較為可靠。故不論軸向压力施加的速率如何，这种試驗所得結果即屬固結快剪試驗所得結果。如果 V 閥打开，且軸向压力施加极慢，使得土样的水分可以及时調整以适应于应力的变化，則这种試驗相当于用盒式剪力仪进行慢剪試驗。故在这种情况下所得数值即屬慢剪試驗所得数值。

快剪試驗时， V 閥自始至終是关闭的。因此，不論压力的施加速率如何，土样是在試驗开始的含水量下破坏的。

在任何情形下，土样是沿着傾斜的受剪面破坏的。但是破坏面上的正向应力和剪应力不能直接測得。所得讀数仅为破坏时土样內的总主应力数值。大主应力 p_1 等于四周压力 p_c 与使土样破坏的外加垂直压力 q_c 之和。其余两个主应力 $p_2 = p_3$ 是等于四周压力 p_c 。破坏面上的应力情况可由計算加以决定，或用摩尔图解法来决定。

摩尔图解法

第36a图所示为在試驗过程中三軸試驗的試样剖面。垂直应力 $p_1 = p_c + p$ 是大主应力，它所作用的水平面断面 $A-A$ 是一主平面。通过土样的任意傾斜面断面 $a-a$ 的方向是以傾斜断面和主平面 $A-A$ 之間的夾角 α 来表示。平面 $a-a$ 上的正向应力是 p ，剪应力是 t 。

第36a图中的阴影面积代表着介于平行于主平面的两平面和傾斜面 $a-a$ 之間的极小稜形土样。它的放大图見第36b图。此极小体积土样的平衡要求

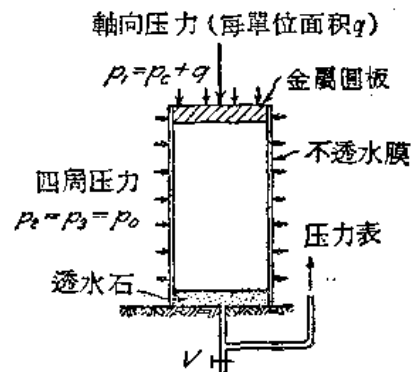
$$p_3 ds \sin \alpha - p ds \sin \alpha + t ds \cos \alpha = 0$$

$$\text{和} \quad p_1 ds \cos \alpha - p ds \cos \alpha - t ds \sin \alpha = 0$$

$$\text{因此} \quad p = \frac{1}{2}(p_1 + p_3) + \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \cos 2\alpha \quad (16.1)$$

$$\text{和} \quad t = \frac{1}{2}(p_1 - p_3) \sin 2\alpha \quad (16.2)$$

如果傾斜面上的应力合力以順时鐘方向离开这个面上的法綫，則由(16.2)式所得的剪应力 t 为正号。由于剪应力是正的，所以这个应力合力的相应傾斜角 δ 也是正的。故如 α 小于 90° ，則 δ 为正号。



第35图 三軸試驗儀的主要部分

(16.1) 和 (16.2) 两式的图解见第 36e 图。这图是直角坐标系, 离坐标原点的水平距离是某一平面断面上的正向应力, 垂直距离是剪应力。因主平面上的剪应力等于零, 故水平轴就是主应力。水平轴上 OA 距离表示主应力 p_1 , OB 表示主应力 p_2 。以 BA 距离为直径, 作一圆, 圆心是 O' 点。如果作 $O'a$ 半径线, 但 $AO'a$ 角等于 2α , 那么 a 点的水平坐标和垂直坐标分别是 (16.1) 式和 (16.2) 式的正向应力 p 和剪应力 t 。这是由于第 36c 图中 OO' 距离等于 $\frac{1}{2}(p_1 + p_2)$, 这圆的半径等于 $\frac{1}{2}(p_1 - p_2)$ 。根据 (16.1) 和 (16.2) 两式所得各点的轨迹是一个圆, 这个圆就叫做摩尔应力圆。

(16.1) 和 (16.2) 两式以及第 36 图的图解法对于任何土料的任何断面都是很适用的。但是为了应用它们来计算破坏面的位置和该平面上的应力, 必须对于破坏面上的正向应力和剪应力之间的关系作若干假定。因此, 祇有土料的力学性质是根据下段的假定, 那么以下的研究结果才是适用的。

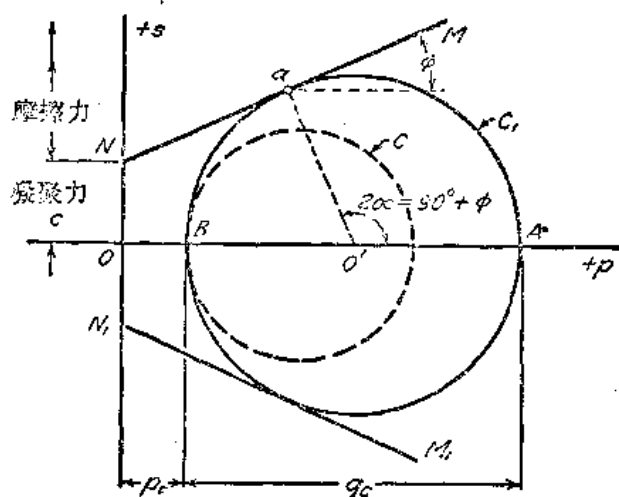
假定三轴压力试验时土样的抗剪强度是根据下式决定的。

$$\tau = c + p \tan \phi \quad (16.3)$$

式中 p 是滑动面上的正向应力, c 是常数, 叫做凝聚力, ϕ 是内摩擦角。(16.3) 式叫做库伦方程式。又假定 c 和 ϕ 两值都和破坏前的应力情形完全无关。根据第 15 节, 这种情形

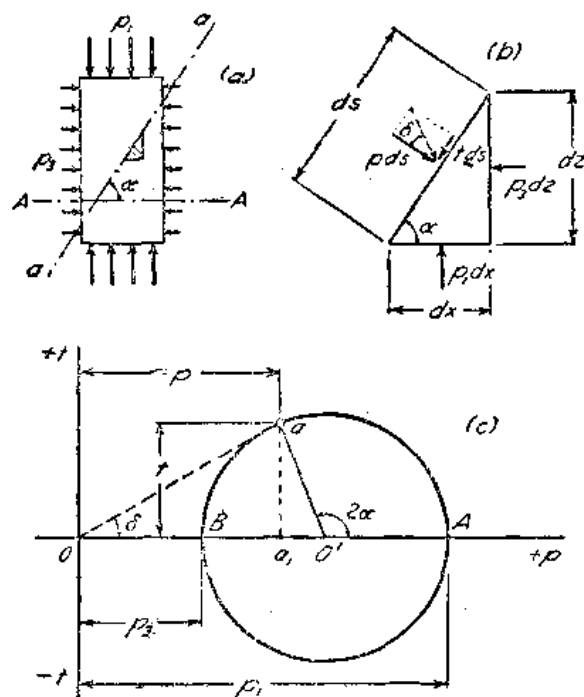
近似地符合于胶结砂壤和湿砂, 但对于含气量较大的粘土, 则符合程度稍差。另一方面, 这种情形并不符合于完全饱和的粘土。故根据 (16.3) 式来解释三轴试验所引起的误差, 对于不同土壤也很不相同。在以下讨论中是假定完全符合于适用 (16.3) 式的情形。由于这种假定所产生误差的性质和重要性将于本节之末讨论。

第 37 图的 MN 直线是代表 (16.3) 式, 这条直线叫做剪损线。如果应力圆 c 不和 MN 线相切, 则土样内无一断面符合于 (16.3) 式的破坏条件。如果



第 37 图 摩尔剪损图解

果有一圆和 MN 相切, 那么由于 MN 线以上的圆上一点所决定的断面上剪应力大于



第 36 图 (a) 三轴试验时作用于土样上的应力; (b) 作用于微小棱形土样上的应力; (c) 摩尔应力圆, 表示 (a) 图中土样内的应力情形。

(16.3)式的 s , 故这种应力情形是不可能的。所以, 除非該圓和 MN 綫相切, 任何其它各圓都不能代表破坏时的应力情形。任何符合于这种情形的圓叫做剪損圓, 繪出剪損圓的图解叫做摩尔剪損图解。

第36图中的几何关系指出, 第37图的 AO' 角是等于第36a图的剪力面和主平面 $A-A$ 之間的 α 角的两倍。故根据第37图得:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (16.4)$$

由第37图, 按几何关系还可得下式

$$p_c + q_c = p_c N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (16.5)$$

式中

$$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (16.6)$$

叫做流值。下列数值

$$q_c = p_c(N_\phi - 1) + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (16.7)$$

叫做土壤的侧限抗压强度。它是侧限压力 p_c 的函数。

对于砂土和正常荷重粘土, $c=0$, 且

$$q_c = p_c(N_\phi - 1) \quad (16.8)$$

把重塑粘土的 ϕ_s 和 ϕ_{cq} 值(見第15节)代入上式, 可求得侧限抗压强度, 見第8表。

第8表

重塑粘土的侧限抗压强度

試驗方法	数值的一般范围	最小值(例外情形)
慢剪試驗	$1.77p_c - 2.00p_c$	$1.05p_c$
固結快剪試驗	$0.64p_c - 1.05p_c$	$0.48p_c$
p_c 为侧限压力		

如果試驗时土样的四周沒有受水平压力作用, 則土样破坏时所需的压力等于无侧限抗压强度 q_u , 見第8节。无侧限压力試驗显然仅能应用于凝聚性土壤。根据(16.5)式, 无侧限抗压强度等于

$$q_u = 2c \sqrt{N_\phi}$$

有些土样的剪損綫 MN (第37图)是略微向下弯曲, 如极紧密的砂土或砂粘土。理論指出, 剪損綫的弯曲並不使图解法的基本原理无效。当应力圓和剪損綫相切时, 土样即破坏。剪損綫和应力圓的相切点的坐标, 就是一个土样的滑动面上应力的两个分力。剪力面上的正向应力等于切点的横坐标, 这包綫上在这相切点的切綫坡角就是它的內摩擦角。将这值代入(16.4)式, 就可求得剪力面的坡角 α 。

为了决定某一土壤的剪損綫, 可将若干土样在不同侧限压力下進行三軸压力試驗。每一次試驗的結果可以繪制一个剪損圓繪出这些圓的包綫就可以求得剪損綫。

不論剪損綫的形狀怎样, 用三軸試驗来研究土壤正向压力和抗剪强度之間的关系是根据上述的假定。由于这些假定多少是和真实土壤的力学性質不相同的, 故从摩尔图解所得結果也可能和实际情形不同。根据对于試驗方法所引起誤差的研究, 可以得到下列結論: 如果这些圓是表示乾砂或粉沙的試驗結果, 或者是这些土壤的飽和土样的慢剪試驗結果, 那么各圓的包綫可以几乎准确地表示正向压力和抗剪强度之間的关系。另一方面, 如果这些圓是任何土壤的固結快剪試驗結果或飽和粘土的慢剪試驗結果, 則在任何

正向压力下的土壤抗剪强度稍小于包綫的相应縱坐标。如果这种差異存在，則由任何圓和包綫的接触点所决定的平面，甚至並不能近似地符合于求得該圓的試驗过程中土样的实际剪損面。

习 題

1. 將緊密乾砂进行三軸試驗。內摩擦角約为 37° 。如果小主应力是2公斤/公分²，試求土样破坏时的大主应力。

答：8.0公斤/公分²。

2. 假定砂土稍有凝聚力，等于3.10公斤/公分²，試求解习题1。

答：8.4公斤/公分²。

3. 土壤的抗剪强度是根据 $s=c+p\tan\phi$ 式决定。土料曾进行两次三軸試驗。第一次試驗的四周压力为2公斤/公分²，当外加軸向压力为6公斤/公分²时土样被破坏。第二次試驗的四周压力为3.5公斤/公分²，当外加軸向压力为10.5公斤/公分²时土样被破坏。問相应于試驗結果的 c 和 ϕ 值是多少。

答：0, 37° 。

第17节 流砂和軟粘土的剪力特性

日常用語的所謂流砂是指飽和砂土的天然土体，人或物体可在这土中陷入。它之所以缺少載重能力是由于在砂土中向上滲过的水的滲透压力，另一方面是由于即使沒有滲透压力，但砂土的結構具有固有的不穩定性。

因滲透压力而产生的流砂情形，常見于在地下水水位以下的砂土挖方的底面。这种情形在力学上的原因曾于第12节叙及，防止它发生的方法将在第47节討論。然而为了避免任何誤解起見，本書所用流砂一詞仅指那些具有固有不稳定性的砂土，即使沒有滲透压力，这些砂土也具有流砂的性質。

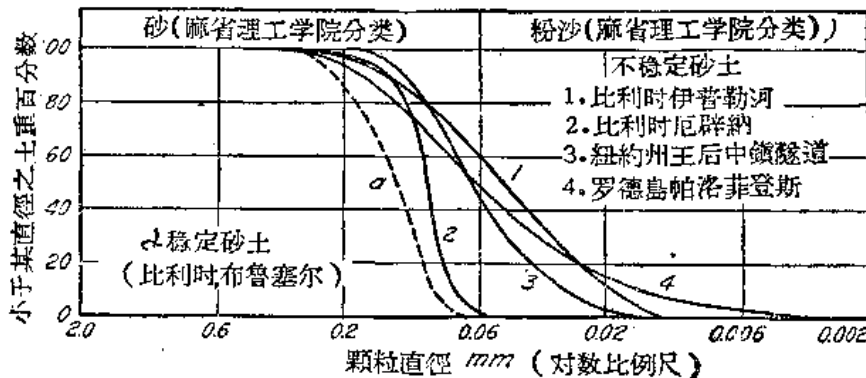
流砂並沒有受滲透压力作用，而它的抗剪强度突然由它的正常值降低至几为零，这种现象叫做突然液化。这是由于砂土結構的瓦解，同时孔隙水压力突然而暂时地增加。这种液化就是把砂土暂时变成一种极淡的悬液。当流动停止时，砂土又变为沉积物的状态。这种新沉积物的結構可以較原有結構稍紧密或稍疏松。当砂土暂时液化时，它的載重能力接近于零。这可用下例来说明：在容器內放滿極疏松的飽和砂土，在砂土面上放一块重量。如果把一根玻璃棒很快地插入砂土內，則这块重量在砂土內下沉，这时砂土好像是液体一样。如果在容器的四側輕輕拍击，也产生同样的作用。

許多工程師認為任何砂土当孔隙比大于它的临界孔隙比时（見第15节），它都可以在充份的振動下变成液体。但是並無正面的証据証明这种意見，而且並無任何理由說明。这种假定的关系为什么必須存在。如果砂土的孔隙比大于临界孔隙比，則它的固結快剪的抗剪强度較慢剪的抗剪强度稍低，但从未发现它的抗剪强度等于零。这两种抗剪强度数值之所以有差別是由于在破坏之前砂土有稍微收縮的趨勢，但是突然液化是和砂土結構的瓦解同时发生的。故产生这两种現象的必要条件完全不同。如果極松砂土是在低压力的作用下，則它的孔隙比較临界孔隙比为小（見第32a图）。但它在劇烈的振動下必然液化。另一方面，在大的积土压力作用下，中等緊密度的砂土，不論孔隙比大于或小于临界孔隙比，它是否能暂时变成悬液状态，这是很值得怀疑的。不論临界孔隙比的数值如何，現在並無証据說明任何飽和砂土可以开始流动，除非它的相对密度小于0.4或0.5。

經驗指出，使松砂液化所需的扰動强度对于不同砂土也是不同的。至今所見的最不

稳定的砂土，主要是由圓形土粒組成。它的有效粒徑小于0.1公厘，均匀系数小于5。砂土的自然孔隙率至少是44%，而且它可能远大于同一砂土在試驗室內很快沉淀后的孔隙率。这种細砂和粗粉砂类似于第22b图的不正常 $e-\log p$ 特性的极灵敏粘土。它們是在現場上見到的最不好的土料，而且它們是唯一真正符合于流沙这一名詞的土壤。它們和普通松砂相反，不須突然的剧烈的振動，便可变成液体状态。

特別不稳定的砂土在試驗室內沉淀后也有特別大的孔隙比。但是把砂土的最細成分或最粗成分除去后，砂土便不能变成不正常的多孔土料。这些发现指出，細砂结构的灵敏度，不仅取决于砂土的沉积状态，而且大部分取决于它的粒徑特性。事实上特別不稳定砂土和正常砂土的粒徑特性之間的差異很小，見第38图。图上实綫是极不稳定砂土的粒徑特性，虛綫是正常砂土的粒徑特性。



第38图 特別不稳定砂土(实綫)和稳定砂土(虛綫)的粒配曲綫

极松飽和砂土土体的突然液化就是砂土在固結快剪試驗所得的內摩擦角 ϕ_{cq} 暂时等于零。但是如果在試驗室內能够用同样砂土做成最疏松的試样，則用三軸压力試驗求得这些試样的固結快剪內摩擦角 ϕ_{cq} 必然至少等于 20° 。这个結果，說明天然土壤的破坏情形是不能在試驗室內重演的。它並說明积土压力对于天然軟粘土的抗剪强度无显著影响($\phi_{cq}=0$ ，見第15节)，故这种情形是属于同一类型，而且是由于相同的原因。事实上粘性土壤的矿物成分和粒徑特性以及軟粘土层的沉积过程，使粘土层內最粗成分的排列形态不可避免地类似于极松砂土的排列形态。

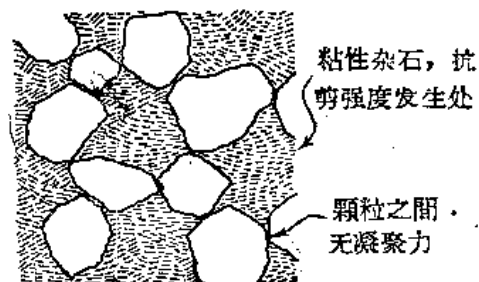
第3节指出，大部粘土是由构成最粗土粒部分的尺寸比較均一的顆粒和构成其余土粒部分的扁平顆粒(在特別情形下为針狀顆粒)的混合物所組成。如果这些顆粒的混合物由沉积而成，則最上层的沉积物是极可压縮的蜂巢型粘土粒土团。这一土层的粗土粒是任意分佈的。如果这沉积物受到压縮，則尺寸均一的粗土粒彼此接触，好像砂土顆粒在沉积时一样。由于孔隙中的粘土阻止了这些顆粒傾入並滾入它們的稳定位置，所以它們的排列必然是极不稳定的。它們彼此接触后，就組成了互相支承的骨骼，夾杂在粘性杂石之中。当沉积物受到側限时，这种骨骼能够負載所有的或至少是大部分的积土压力，一如极松砂土或真正流砂所能負載的一样。但是，稍經振動(例如輕微的变形便可使組成骨骼的顆粒失去平衡。此时原为骨骼負載的全部应力即轉由杂石負載。杂石的抗剪强度和积土压力无关，它主要是由于复原性的硬化作用(第4节)。因此，粘土在野外的状态好像是它的內摩擦角 ϕ_{cq} 等于零一样。

如果軟粘土試样是从鑽孔取出，並送往試驗室，則土壤的骨骼结构就稍受扰动，它

的内部支承型式也改变。如果把以前作用的积土压力再加到这个土样上，则它原有的骨骼结构必将完全破坏，同时发生粘性杂石的补充固结作用，再使较大颗粒互相接触而保持平衡状态。这样便使较粗颗粒间产生了摩擦阻力。故试验室内粘土的抗剪强度和野外的粘土相反，前者是随着压力的增加而增加，好像是 ϕ_{cq} 值介于 12° 和 20° 之间的土壤一样。

以上的讨论指出，软粘土在野外的抗剪强度并不一定等于剪力试验或三轴试验所得的数值。现场经验也指出了同样的结论。因此，除非从可靠的现场观测证实各种粘土的试验方法的正确性，任何的固结快剪试验结果都不能作为确定野外粘土稳定性的可靠依据。但是至今这种决定性证据还没有得到。

第39图所示的概念可以名为粘土结构的流沙概念，因为它假定粗土粒所组成的型式类似于真正流沙内砂粒的形式。换言之，它假定粘土是由作用和性质极不同的两部分所组成，一部分是由粗颗粒组成，它们像极粗砂一样由于颗粒彼此传递压力的力学作用而负载荷重；另一部分主要是由粘土土粒部分所组成，它是在负载荷重的骨骼的孔隙中，它负载的荷重极小，但是它由于复原性的硬化作用，获得某些强度和硬度。如果这骨骼开始就有足够的稳定性，则粘土的含水量和无侧限抗压强度实际上和深度无关。事实上这种性质的软粘土层是不常见的。它们有些具有不正常的试验室固结特性，如第22b图，那就是在大于积土压力的第一次荷重增加时产生过大的压缩性。按照流沙的概念，这种初期的大压缩性是由于负载荷重的骨骼极不稳定；另一种极端情形就是粘土内完全不含有任何尺寸均匀的颗粒。这种粘土的压缩性可能等于粘性杂石的压缩性，它的压缩性是很大的。因此，这种粘土的含水量会随深度的增加而迅速增加，而无侧限抗压强度也增加。对于在以上两者之间的粘土类型，则一部分积土压力由骨骼负载，其余由粘性杂石负载。



第39图 图示粘土结构的流沙概念（假定粗粒彼此接触，但非互相粘结象松砂一样）

由于形成各种粘土沉积物的自然过程变化极端，所以必然遇到在具有流沙结构和无流沙结构之间的任何一种粘土类型。因此，某些正常荷重沉积粘土的抗剪强度是显然地随深度而增加，而其它粘土则完全不增加。

以上讨论仅限于沉积砂土。在原地上因岩石的化学风化或石灰岩的溶解而成的残积砂土并无机会去获得第39图的结构。故控制这种粘土的抗剪强度的定律可能和正常固结的沉积粘土极不相同，但是这还没有十分肯定。

参考文献

17.1. K. Langer, Some Characteristics of Quicksand (in French), Compt. rend. recherches effectuées durant l'année 1933, Laboratoires du Batiment et des Travaux Publiques, Paris (XV), pp 28-32. 极劣流沙的研究结果。

17.2. K. Terzaghi, Shear Characteristics of Quicksand and Soft Clay, Proc. Seventh Texas Conf. Soil Mech. Found. Eng., Bureau of Engineering Research, University of Texas, Jan. 1947.

第18节 土壤的应力和应变

实际应用

土壤的应力和应变之间的关系决定地基的沉降。它还决定挡土牆或其它土工支撑物微小移动时所产生的土压力变化。

如果地基的沉降主要是由于在两层较不可压缩的土层间的软土层的固结作用，则沉降量可按第13节所述方法进行计算或估计。但是这种方法祇能应用于可压缩性土层的水平变形远较垂直变形为小而可以略而不计的情形。如果地基内並沒有任何妨碍水平变形的土层，则土壤上加了荷重后可使土体在各个方向发生移动。决定移动的应力——应变关系是很复杂的，故建筑物位于有侧限的软粘土层上尚可进行沉降计算，但是位于无侧限软粘土层上则不可能进行沉降计算。因此，沉降量的估计祇能根据在同类土壤上其它建筑物的沉降观测结果。但是，准备建筑的地基和已有沉降观测结果的地基，是很少具有一样尺寸大小的。因此，即使根据经验来估计，也必须知道荷重面积大小、基础深度和其它因素对于沉降量的影响。这种影响祇是由土壤的应力和应变之间的普遍关系所控制。

把土壤的应力应变关系和理想的完全弹性固体加以比较，就最易瞭解。试验室内土壤进行这种比较以后，就可推估现场上土壤的应力——应变关系。

理想弹性固体的应力和应变

設

p = 某方向上的正向应力，

ϵ = 在 p 方向上的应变，

ϵ_L = 垂直于 p 方向上的应变

如果是完全弹性的材料，则下列比值

$$E(\text{公斤/公分}^2) = \frac{p(\text{公斤/公分}^2)}{\epsilon} \quad (18.1)$$

叫做弹性模数。弹性模数是一个常数，它和材料内的应力情况无关。也就是说，弹性材料的应力和应变关系是直线关系。下列比值

$$\mu = \frac{\epsilon_L}{\epsilon} \quad (18.2)$$

叫做波松比。波松比也是一个常数，和材料内的应力情况也无关。故弹性材料的应力——应变特性，完全可由 E 和 μ 两值来决定。

如果 p_1 、 p_2 和 p_3 是三个主应力，那么，在弹性材料上施加这些应力后所产生的单位体积变化是

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\mu}{E} (p_1 + p_2 + p_3) \quad (18.3)$$

如果 $\mu = 0.5$ ，则体积变化为零，这种材料叫做不可压缩的材料。

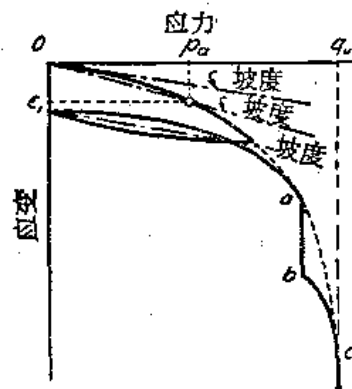
普通工程材料中祇有钢才能真正符合以上的应力——应变特性。钢的波松比约为 0.3。故钢因正向压力的增加可产生轻微的体积变化。

无侧限粘土土样的应力——应变特性

第40图内横坐标是无侧限粘土土样上的垂直压力，纵坐标是它的相应垂直应变。 OC 曲线所示为当压力以不变速率增加时，应变的增加情形。如果荷重在某数值下保持不变，则土样继续变短，如垂直线 a 所示。如果破坏面上的剪应力小于产生蠕动所需的应

力，則土樣變短的速率隨時間而減低，最後變為零（見第15節）。如果在試驗過程中的任何時刻使應變不再增加，則土樣內的應力在遞減速率下減少，並最後成為一個常數。在這圖內，這種過程可由一根短的水平綫來表示（這圖上未繪出）。在每一情形中，如果再用原有速率施加荷重，則可使曲綫恢復到和主要曲綫 Oc 連接，而無破折的情形。

如果用起初施加荷重時的同一速率把荷重除却，則彈性的膨脹量較以前的壓縮量為小。如果再施加荷重，則再壓縮曲綫又和主要曲綫連接而無破折，除壓曲綫和再壓縮曲綫構成了一個滯後環。當壓力等於土樣的無側限抗壓強度 q_u 時，則土樣因剪損或塑流膨脹而破壞。在全部試驗過程中，土樣的體積是不變的。故在全部試驗過程中，(18.2)式的波松比 μ 等於0.5。



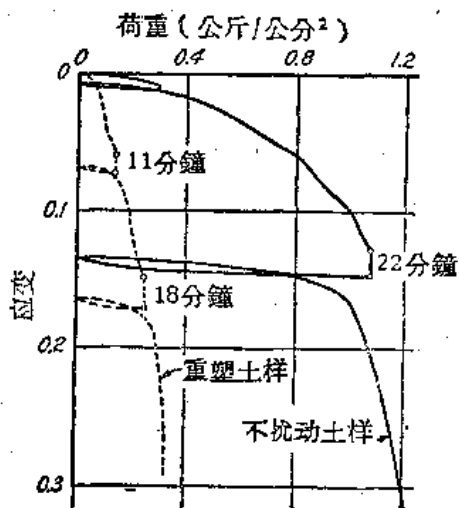
第40圖 土壤的應力-應變圖

由於大部分土壤的應力-應變曲綫 OC 是彎曲的（見第40圖），所以土壤的應力和應變關係，跟彈性材料不同，它不能以(18.1)式中的一個簡單數值 E 來表示。為了比較不同土壤或同一土壤在不同情況下的應力-應變特性，可採用以下三種數值之一：開始時的切綫彈性模數 E_t 、割綫彈性模數 E_s 或滯後環彈性模數 E_h 。這些數值分別等於第40圖的點虛綫的坡度（每單位應變的應力）。割綫彈性模數 E_s 是應力自零至某一規定應力 p_c （通常取 $p_c = q_u/3$ ）範圍內的應力-應變曲綫的平均坡度。

如果一個不擾動粘土土樣先進行無側限壓力試驗，然後在含水量不變的情形下做一個重塑土樣，再來看這項試驗，則重塑土樣的 q_u 、 E_t 、 E_s 和 E_h 各值都遠小於不擾動土樣，但應力-應變圖的一般性質仍舊不變（見第41圖）。粘土的強度和堅硬性的減低程度是取決於它的靈敏度，見第8節。如果重塑土樣放置一個時間，而不使它的含水量有所改變，則它的強度和堅硬性增加的速率隨時間而減低，但它是否能達到不擾動土樣的數值，仍屬疑問。

局部側限土樣的應力-應變特性

在地面下任何深度處，因上層積土重量而產生的垂直壓力是和側壓力同時存在的。這兩種壓力構成了初期的限制狀態。側壓力常較垂直壓力為小。然而為了對局部側限土壤的應力-應變特性作一般的研討，可以足夠精確地假定初期側限壓力強度 p_c 在各個方向上是相等的。在地面上施加表面荷重後，荷重面積下土壤的四周壓力必然增加。它還產生附加的單向壓力 q ，這壓力的方向和垂直方向成某一角度。為了求得四周壓力對於單向附加壓力所引起的變形影響的概念，可把圓柱形土樣進行三軸壓力試驗，試驗時使四周壓力 p_c 保持不變，而在垂直方向上施加附加壓力 q 。



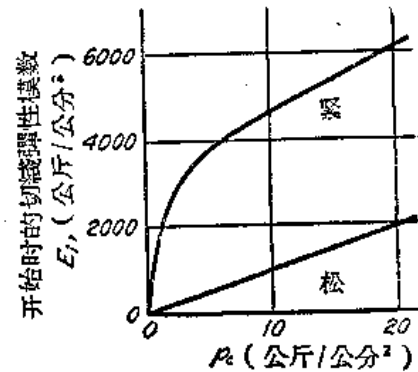
第41圖 重塑對於粘土的應力-應變關係的影響

如果把砂土樣來做試驗，並且繪制 q 和垂直應變的關係曲綫，則這曲綫具有第40圖所示的全部特性。如果是松砂，則它在試驗末了時的體積較試驗開始時稍小。如果是緊

砂，則 q_c 值增加時，它的體積也隨而膨脹。這些事實指出，樁在緊砂中貫入的阻力較大，而在極松砂土中打下圓樁至任何深度，則並無困難。

根據(16.8)式，破壞時的應力 q_c 是和大致和側限壓力 p_c 成正比增加。 p_c 自 0 至 5 公斤/公分² 時， q_c 值自圓粒均勻松砂的 $1.8p_c$ 變至稜角形而級配優良的極緊砂的 $5.1p_c$ 。 p_c 增加時， E_i 、 E_s 和 E_h 各值也增加（見第 42 圖）。由於地面下深度增加時， p_c 值也增加，所以砂層的應力-應變特性和均勻一致的彈性固體並不相同。

如果極細粒砂土或粉質砂土完全充水飽和，則由於這些土壤的滲水性較低，故在應力迅速變化時它的含水量實際上保持不變。這種事實的力學根據，主要視砂土的相對密度而定。如果它的孔隙比大於相當於有效積土壓力的臨界孔隙比（見第 15 節），則它的 q_c 、 E_i 、 E_s 和 E_h 各值，必小於相當於在很慢速率下同一應力變化的各值。反之必大。由於這種理由，故打入取土管（見第 44 節）或在極細緊砂中打樁，如果是飽和砂土，則它的阻力必遠大於乾砂或濕砂。



第 42 圖 砂土的開始時切綫彈性系數和四周壓力的關係

局部側限正常荷重粘土的應力-應變特性和細粒的飽和松砂很相似。但在一定的側限壓力下，粘土的 q_c 、 E_i 、 E_s 和 E_h 各值遠小於砂土。如果粘土既受著四周壓力，又加上一個單向應力，則這個應力和它的相應應變的關係和第 40 圖很相似。像松砂一樣，開始時的切綫彈性模數和側限壓力成簡單比例增加，見第 42 圖。就是

$$E_i = C p_c \quad (18.4)$$

C 值視粘土的類型和排水的情形而定。如果粘土先在壓力 p_c 下完全固結，並且在施加單向應力時不使土樣內的含水量發生變化，則 C 值的範圍為自含有多量膠質粘土的 10 變至粉質粘土或輕砂質粘土的 100。試驗進行得慢，可得更小的數值。

現場土壤的應力-應變特性

第 40 圖所示的應力-應變關係是各種土壤在任何狀態下的特性。因此，它決定了任何土體因荷重的施加或除却或因挖方而產生變形的一般性質。無論何時，當工程師有機會觀察到因基礎上或樁上的荷重變化所引起的位移或土壤變形時，他將認識到如圖所示的基本關係。這些關係和完全彈性材料的關係毫無相似之處。因此，僅就這一事實就可以說明，根據彈性理論基本假定所得的結論是不能不分皂白地去信任的。

經驗指出，現場砂土的應力-應變特性，和試驗室中同一砂土所得的特性並無顯著區別。但是，現場粘土的 E_i 、 E_s 和 E_h 各值遠較它的不擾動土樣在試驗室內所得結果為大。除非由於荷重或挖方使應力根本改變，以致粘土的結構遭遇到太大的擾動，即使現場上所謂軟粘土也似有完全剛性固體的應力-應變特性。但是雖有這種差別，土壤因施工而產生的應力變化和它的應變的綫變化及體積變化之間的一般關係並不是不存在的。

在部分粘土層的表面上施加表面荷重，可增加荷重面積下粘土的四周壓力 p_c 。但因粘土的滲透性低，故附加四周壓力的有效部分的增加和它的相應固結作用發生得很慢。由於四周壓力中的中和應力的增加既不改變土壤強度，也不改變應力-應變特性，故荷重施加時，這些性質並不改變。經過較長時間後，粘土固結時中和應力減少，粘土的性

質也有相应的改变。

挖方或隧道开挖可减小邻近粘土的压力 p_c ，并使粘土膨胀。經驗指出，通常要在压力减少后几天才开始膨胀，此后膨胀的速率变慢。由于各种土样的除压曲线右部的坡度极平缓(例如第21a图中的bc曲线)，所以，除非侧限压力降低到小于最初压力的30%，正常荷重粘土的膨胀量是很小的。

第19节 振动对于土壤的作用

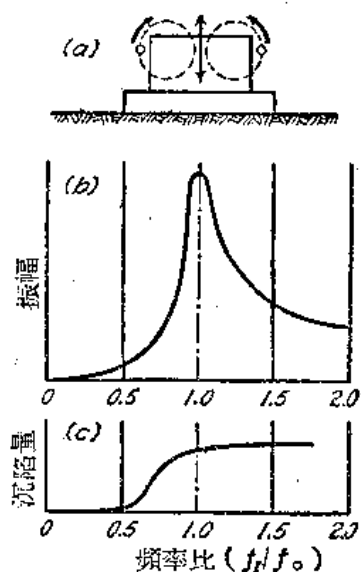
打樁、車輛来往或机器开动所产生的振动可使砂土的密度增加，并使它的表面下陷，这是一种普通的經驗。地面的下陷可使房屋毁坏，因此它常为向产生振动的当事人提出控訴的主题。另一方面，振动也是使砂土堤坝或地基施工前自然松砂层密实的一种最经济的方法，見第50节。故振动对于土壤的作用可能有弊或有利，必須常予注意。

为了研究影响振动的密实作用的許多因素，可采用第43a图所示仪器。这座仪器是由面积为2.5至10平方呎的载重板和两隻轉动方向相反的偏心等重軸所組成。振动器的总重量約为24吨。这座仪器底板加于地面上的压力，等于这座仪器重量所产生的靜压力和最大强度等于两个偏心軸的离心力的跳动力之和。单位時間內向下冲动的次数就是冲量的频率，它以每秒的轉数表示。底板从平衡位置所移动的最大垂直距离叫做底板振动的振幅。在某一频率时，振幅是最大(見第43b图)。这个频率約等于振动器和振动的承载土壤部分的自然频率 f_0 。

自然频率是指一个有明确界限的物体受到一次单独冲动后所产生的振动频率。如果是週期性的冲动，則冲动的频率 f_1 接近于物体的自然频率时，所产生的强迫振动的振幅必然增加。当频率接近于自然频率时，振幅最大，这种状态叫做共振。第43b图中的峰就表示这种情形。

第9表所列为第43a图振动器在不同土壤和軟弱岩石上开动时的自然频率。这些数值是由稳定地增加冲动的频率直至发生共振而求得的。

自然频率不仅取决于承载土壤的性质，而且在一定程度上取决于振动器的重量和尺寸。但是，如果在不同土壤上用同一仪器，則自然频率随土壤密度的增加和压缩性的减低而增大。由于这一点的有利条件，因此曾經广泛地采用第43a图的仪器来测定人工填土的密实程度，並用来比較不同密实方法的效果。



第43图 (a)土壤振动器的原理，(b)频率和振幅的关系，(c)频率和振动器底板沉陷量的关系。

第9表 振动器在各种土壤上的自然频率

承载土壤或岩石	频率, 每秒轉数
疏松的填土	19.1
紧密的人工煤渣填料	21.3
相当紧密的中砂	24.1
极紧密的优級細砂	26.7
紧密的豌豆大的礫	28.1
軟性石灰石	30.0
砂岩	34.0

录自 H. Lorenz, Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung, Z. Ver. deut. Ing., 第78册, 1934年。

如果在砂土上开动振动器，則載重板下的砂土漸變密實。在冲動的頻率不變時，密實區大小範圍的增加速率隨時間而減低。最後的密實區大小是取決於振動器的週期冲動強度和開始時砂土的密度。在這區域的邊界以外，砂土的密度實際上保持不變。

由於振動器是放在密實區域的表面上，故在密實過程中振動器是會發生沉陷的。如果冲動的頻率逐漸增加，則振動器的相應沉陷量也增加，見第43C圖。當達到自然頻率時，沉陷量迅速增加，這種沉陷量較之與跳動力同樣大小的靜荷重所產生的沉陷量大許多倍。沉陷量增加最大的頻率範圍叫做臨界範圍。它約為自然頻率的 $\frac{1}{2}$ 至 $1\frac{1}{2}$ 倍。

如果放在砂土上的振動引擎的頻率是在臨界範圍以內，則它所產生的沉陷量遠大於當量靜荷重所產生的沉陷量。蒸汽輪機轉動部分的輕微而不可避免的偏心所產生振動的頻率是在砂土的臨界範圍以內（見第62節）。故蒸汽輪機基礎在施工前如果沒有把砂土地基壓實，則松砂層上的蒸汽輪機基礎沉陷很大。不論地基土壤的情況怎樣，最好能有特殊的設備以減少強迫振動的振幅。

由於粘土顆粒之間有凝聚力，可以阻止顆粒滑動，故振動對於粘土的作用不如砂土的顯著。但軟粘土連續受到強烈振動，而且振動的頻率接近於粘土的自然頻率時，它也會發生一定程度的固結。

第三章 土壤的排水

第20節 地下水水面、土壤水分和毛細管現象

定義

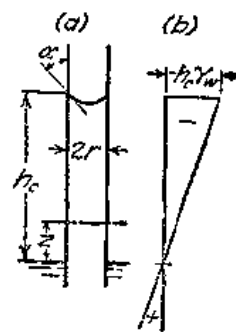
地下水水面是與現場土壤孔隙溝通的水在各觀察井內所昇高位置的軌跡。地下水水面也可以說是土壤內中和應力 u_w （見第12節）等於零的表面。

如果土壤內水份僅受重力作用，則地下水水面以上土壤是完全乾燥的。實際上各種野外土壤在地下水水面以上一定距離內是完全充水飽和的，或者在這水面上是部分充水飽和的。地下水水面以上土壤孔隙的水分組成了土壤水分。

如果乾燥土體的較下部分和水接觸，則水分在孔隙內上昇至自由水面以上一定高度。向上流入土壤孔隙乃是由于水的表面張力。表面張力的範圍是位於空氣和水的交界處。在這交界區域內的水是在張力狀態，有如拉長的橡皮膜附着在土壤孔壁上。但是它和拉長的橡皮膜張力相反，這水分的邊界薄膜中的表面張力完全不受邊界膜的收縮或拉伸的影響。關於分子作用引起表面張力的這種概念現仍在爭論中。但是一世紀前已經確定表面薄膜的張應力是無疑地存在的，並且曾用不同方法測定這應力的強度，而求得一致的結果。

毛細管內水的昇高

毛細管內水的昇高現象可以把直徑很小的玻璃管下端浸入水中來說明。這種小管叫做毛細管。當毛細管的下端和水接觸時，玻璃與水分子之間的吸力和水的表面張力把水拉入管中昇至水面以上高度 h_c ，見第44a圖。高度 h_c 叫做毛細管昇高高度。水的頂面是杯形，



第44圖 (a)毛細管內水的升高；(b)毛細管內水的應力狀態。

叫做弯液面，这弯液面和管壁成 α 角，叫做接触角。 α 值取决于管壁材料和管壁的洁淨程度。对于化学清理过的或湿的玻璃管壁， $\alpha=0^\circ$ ，对于玻璃管的这种直径和水的表面张力而言，水在这管中升至最大的高度。如果管壁没有经过化学清理，则 α 介于 0 至 90° 之間，且相应的毛细管升高高度小于 $\alpha=0^\circ$ 时的 h_c 。最后，如果管壁塗有一薄层脂肪油，则 α 大于 90° ，而且弯液面是在自由水面以下。这种现象是由于水和脂肪油分子之間的相斥作用。

如果令 T_s 表示表面张力，以克/公分計， γ_w 是水的比重，则由平衡条件可得

$$h_c \pi r^2 \gamma_w = 2 \pi r T_s \cos \alpha$$

故

$$h_c = \frac{2 T_s}{r \gamma_w} \cos \alpha \quad (20.1)$$

温度增加时 T_s 值略为减少。在室温时， T_s 值约为 0.075 克/公分， γ_w 等于 1 克/公分³，故

$$h_c (\text{公分}) = \frac{0.15}{r (\text{公分})} \cos \alpha \quad (20.2)$$

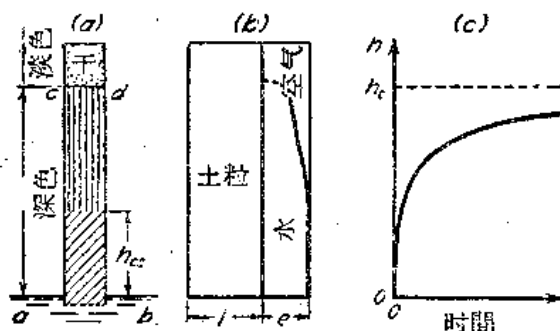
自由水面以上水內的静水压力 u_w 是負值。高度 z 处，它是

$$u_w = -z \gamma_w \quad (20.3)$$

土中水分的毛细管升高

土壤及其它多孔材料和毛细管相反，它们的連續孔隙有不同的寬度。这些連續的孔隙在各方向上彼此相通，形成了复杂的孔隙网。如果水从下面浸入这些孔隙网，则孔隙网的下部完全飽和。但在它们的上部，仅

最窄的孔隙有水，而較寬的孔隙仍充滿着空气。在試驗室內，由于水的表面张力，水的昇入乾砂的孔隙可用第 45a 图所示的試驗布置說明。把砂注入倒置的玻璃管，玻璃管的下端有篩网。然后把管底放在剛剛在自由水面之下，于是水昇入砂土內。孔隙全部或部分有水的砂土部分是深色，而其余部分則色淡。水面以上高度 h_{cc} 內，砂土完全飽和。介于 h_{cc} 和 h_c 之間的砂土則部分飽和，見第 45b 图。高度 h_c 叫做毛细管升高高度。第 45c 图是潮濕部分頂面的時間速率，最后它在高度 h_c 时达到平衡位置。

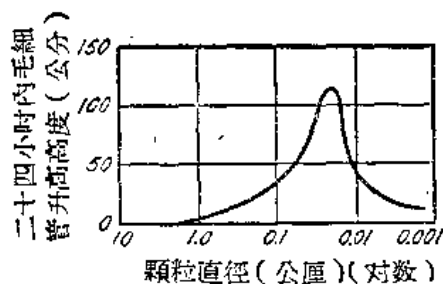


第45图 水在干砂中的毛细管升高

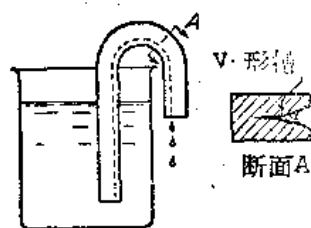
有效粒徑減小时，孔隙尺寸也減小，毛细管升高高度則增加。高度 h_c (公分) 約等于

$$h_c = \frac{C}{e D_{10}} \quad (20.4)$$

式中 e 是孔隙比， D_{10} (公分) 是爱倫·哈淨的有效粒徑 (見第6节)， C (公分²) 是試驗常数，取决于顆粒形状和它的表面雜質。 C 值通常介于 0.1 及 0.5 公分² 之間。但是由于有效粒徑減小时，渗透性減小，于是使毛细管升高的速率減小，在某一中間粒徑时，水在一定時間內 (例如24小时) 的升高达最大值。第46图中横坐标是在极紧密状态的均匀石英粉粒徑的对数值，縱坐标是24小时内水的升高高度。顆粒直径約 0.02 公厘时，升高高度最大。对于48小时內的升高，最优的粒徑較上值稍小。



第46图 24小时内毛细管升高和均匀石英粉粒径的关系



第47图 经过V形槽的毛细管水流动

毛细管的虹吸作用

毛细管力能抵抗重力，它不仅能使水昇入毛细管内或乾土柱的孔隙内，而且也能使水昇入狭窄的明槽或V形槽中。这种事实可用第47图的设备加以说明。如果V形槽的最高点在表面张力能使水升高所达的平面之下，则毛细管力可把水吸至V形槽的下降部分，并逐渐洩空杯中的水。这种过程叫做毛细管虹吸作用。野外土壤的孔隙内也可发生同样的过程。例如第48图，虽然自由水面的高度较心牆顶部为低，但是水可以流过坝堤内的不透水心牆顶部。德国柏林和史坦丁之间的运河，长12英里，由于毛细管的虹吸作用，经过心牆顶上的水量损失每分钟450加侖。这堤的不透水心牆顶部高出水面1呎。当心牆高度增加16吋时，水量损失减小至每分钟100加侖。

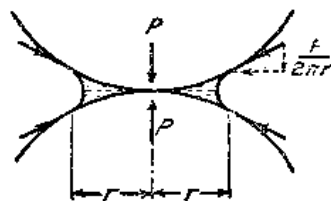


第48图 土堤内经过不透水心牆顶部的毛细管水流动

不連續的土壤水分

第45a图内 h_c 和 h_e 两高度之間，有些孔隙是由連續的空气槽佔据。其余孔隙是由水絲佔据。因为这些水絲也是連續的，故高度 h_e 范围以内水中的应力是由(20.3)式决定。但是如果砂土仅是潮湿，则水的粒子彼此並不联串，(20.3)式不能应用。

潮湿砂土内的水分叫做接触水分，因为每一水滴包围着两土粒之間的接触点，見第49图。相邻孔隙中水和空气交界处的表面张力，用 P 力使土粒拉在一起，这 P 力叫做接触压力。接触压力所产生的摩擦力，它的作用有如砂粒具有一定的凝聚力（見第52a和b图）。当砂土浸入水中时，表面张力即消失，接触压力变为零，于是砂土便在水中崩散。



第49图 接触水分所产生的力

接触水分所产生凝聚力的力学作用是取决于砂土的相对密度。如果是紧密的砂土，则凝聚力增大它的抗剪强度，以致砂土不需支撑而能在数呎高的垂直坡度站住。另一方面，如果湿砂是松散地沉积（例如傾倒），则凝聚力可阻止砂粒沉积成稳定位置，并减小砂土的載重能力几至于零。这种砂土的体积可超过同样砂土而在乾松状态的体积20%至30%。这种现象叫做体胀。由于使砂粒維持不穩定位置的力很小，故体胀仅在砂土面以下，或2呎深度内发生。浇水可使水的表面张力消失，故浇水后砂土的孔隙率可减小至乾燥状态或饱和疏松状态时同样砂土的孔隙率。

通常的錯誤概念

由于土壤内毛细管水流动的物理原因並不像重力作用下的渗透流动那样明显，因此

发生了某些錯誤概念。例如，現仍有这种說法，毛細管内水的升高不能超过水泵汲水管中的高度(約30呎)。水受負压力后可升高的高度是取决于大气压力，它和汲水管的直徑无关。另一方面，水因毛細管作用所升高的高度是和大气压力无关，並且它隨管子直徑的减小而增加。故两种升高显然並無相同之处。在真空中，水不能在汲水管内提昇，而毛細管升高高度則和在大气压力下的高度一样。

还有这样的說法，細砂内大部水份並不参与渗透流动，因为它是由于分子吸力而保留在砂土中的。这种意見和以下証实的事实是矛盾的，这个事实就是由于分子吸力而附着在固体土粒周围的水层厚度約不超过 0.1μ 。这水层以外的水份是正常的水份，它能自由流动像在水管中的水一样。由于饱和砂土土粒表面 0.1μ 距离内的水量远較总水量为小，可略去不計，故实际上全部水份是参与渗透流动的正常水分。

习 題

1. 极細砂的有效粒徑是0.05公厘，它的孔隙比是0.60，試求砂土内毛細管升高高度 h_c 。

答：介于33和165公厘之間。

2. 潮湿的紧密細砂的无側限抗压强度是0.2公斤/公分²，它的內摩擦角是40°。如果要使四周压力对砂土抗压强度的作用和接触水分所产生凝聚力的作用相同，試求四周压力 P_c 。

答：0.056公斤/公分²。

第21节 排水过程

排水的目的和种类

在工程实用上，排水是用来消除渗透压力、减少冰冻損害的危險或使中和应力减少以增大土壤的抗剪强度(見第12和15两节)。排水就是使地下水水面降低到需要保护或加强的土体底面以下。

为了把地下水水面降低至某一高度，必須在这高度的水平面以下，在井、廊道或沟中設置集水系統。水因重力作用从土中流入集水工事，然后用抽水或其它适当方法把水从集水工事排出。由于集水工事牆壁处的水力坡降很大，故除非集水工事四周用鉛絲網或过篩的砂砾构成倒滤层，否則細粒土壤可能逐漸由地内冲至集水工事。倒滤網的孔眼应約等于附近天然土壤内60%的顆粒直徑 D_{60} 。砂砾倒滤材料必須符合第11节末規定的粒徑要求。

排水井通常用鋼管做井壁，这鋼管叫做井管，井管和积水层接触处有透水孔。如果井管直徑約小于2吋时，則这种井叫做点井。水是經由連接所有井管上端的总管从点井群抽出。如果排水井直徑是12吋或12吋以上，則水通常是通过直徑很小的吸水管抽出，吸水管和孔壁之間的空間填以粗砂或砾。这种井就叫做倒滤井。环形倒滤层可代替有透水孔的井管。沟或廊道中的集水工事常由埋于砂砾中的明接头的管路組成，所用砂砾必須滿足于倒滤材料的粒徑要求。

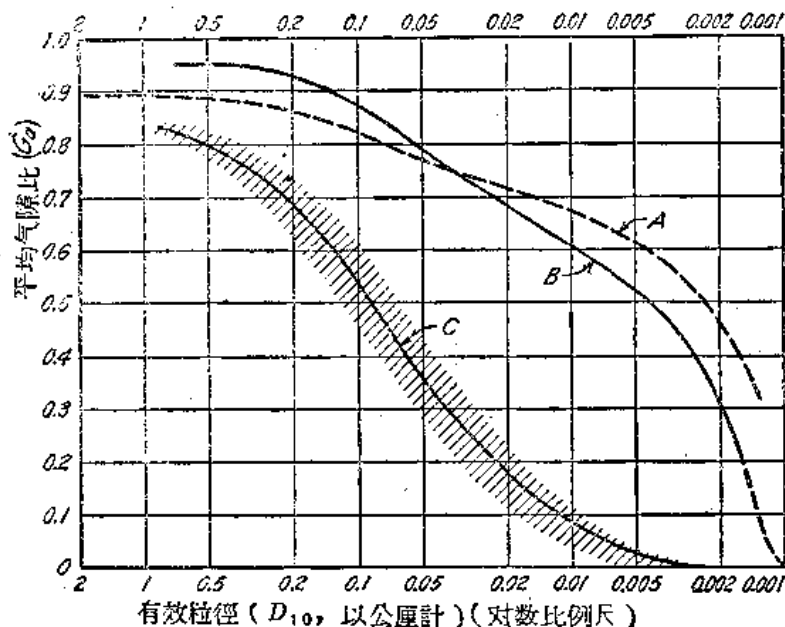
在砂土中，部分从孔隙流入集水工事的水被空气所替換(空气侵入排水)。但是极細粒土壤仍在饱和状态，且土壤内孔隙的体积减少了一个数值等于排出水分的体积(固結排水)。

任何土壤表面暴露于空气中蒸发，也可以达到排水的目的。这种排水过程叫做干燥排水。土壤排水可以采取空气侵入、固結或固結后空气侵入等过程，它和土壤的种类有关。

极細粒土壤也可以在土中通过电流来排水。这种过程叫做电流渗透排水。如果极細粒土壤的饱和土体最上部分暴露在低于冰点的温度下,则水由土体下部吸出面积集在上部,並在該处参与冰层的形成。渗透水的渗透压力使冰冻区以下的土层固結。故可以說这土层是在冰冻作用下排水。另一方面,冰冻区内土壤的平均含水量增加。各种不同的排水过程将在以下各节叙述。

重力排水

土壤內的含水量用重力排水可以降低到最小值叫做土壤的儲水能力。为了比較各种土壤儲水能力的数值,在試驗室中可以采用了各种不同的方法。有些方法叫做重力法,就是仅在重力作用下排去土样內的水分。其他的方法叫做吸力法,就是除重力外,在土样底面加上真空吸力,或在土样頂面加上空气压力。第三种方法叫做离心法,就是用很大强度的慣性力来代替重力。



第50图 排水后粒徑和气隙比的关系

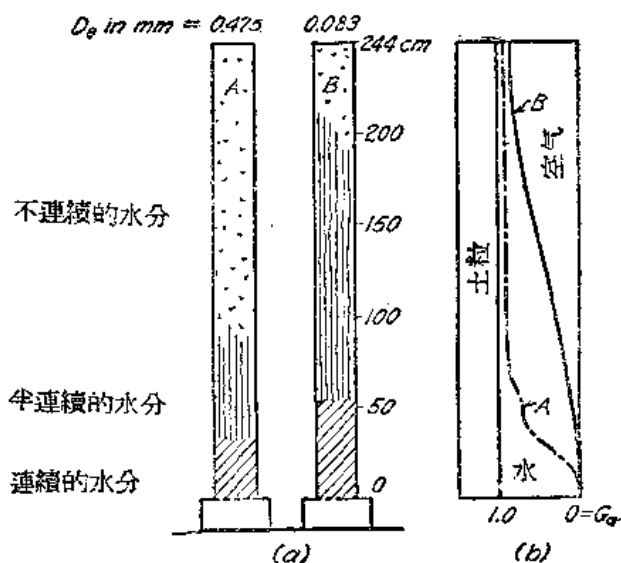
曲线A係由吸力法求得; 曲线B係由离心法求得;
曲线C係由实地測驗求得。

如果土壤排水后的孔隙比、土粒比重和儲水能力都已知,則可計算已排水土壤的飽和度 S_r (以百分数計), 見第7节, 和气隙比 G_a 。气隙比的定义如下式:

$$G_a = \frac{\text{空气体积}}{\text{孔隙总体积}} = 1 - \frac{S_r(\%)}{100} \quad (21.1)$$

第50图的曲线A和B是采用两种不同排水方法排水后,不同土粒成分的气隙比和有效粒徑之間的关系。繪制曲线A的资料是饱和土样用吸力排水法而得。真空吸力在高4吋的土样底面作用2小时。曲线B是离心法的試驗結果,試驗时土样受到等于重力13,000倍的力量达2分鐘。

在試驗室中,砂土在重力作用下排水可以漸減的速率持續數年之久,即使相当粗的砂也是这样。第51a图是开始排水后两年半的两个砂土土样。两种土样的气隙比都隨着地下水水面以上高程的增加而迅速增加,見第51b



第51图 試驗室內排水兩年半后两种不同砂土土样的土壤水分

图。而且，即使在两年半后，两种土样的平均气隙比仍在增加。

在野外的各种重力排水过程都是遇期地和雨水或冰雪融解水的流入同时进行的。流入水量对于在野外已排水的土壤平均含水量的作用，不仅取决于流入水量和蒸发量的多寡，而且在很大程度上也取决于土层的分佈情形。同时，經驗指出，在野外已排水的土壤的气隙比实际上是和地下水水面以上的高程无关，但是試驗室中已排水土样的气隙比則是向上逐渐增加的，見第51b图。故試驗室中排水后的土壤儲水能力和在野外已排水的同一土壤的儲水能力並無一定的关系。这可由第50图的試驗室曲綫A和B和曲綫C的比較便可知道。C曲綫四周的阴影面积是在类似于美国中东地区的气候情况下在野外經過重力排水后各种土壤的气隙比和有效粒徑的关系。不同气候区域的观测結果，可得极不相同的曲綫。但是並沒有一条野外曲綫能够和試驗室曲綫共有一般趨勢。

幸而在工程措施上对于从地內排出水量的多寡並不是很重要的。比較重要的是排水的力学作用和产生排水所需的时间。

重力排水的速率和作用

如前所述，从倒滤井抽水、在积水层开挖廊道、或把水引入排水沟，都能够达到排水的目的。不論是什麼排水方法，排水所需時間常是最重要的因素。

估計空气侵入的排水速率的理論方法仍不够令人滿意。因此，为了估計砂层排水所需的时间，工程师必須主要地依靠經驗。从間距不超过40呎的倒滤井抽水来进行淨洁粗砂层的排水，通常在几天內就可以完成排水(极快排水)。另一方面，在极細砂中用同样方法，則可能需要数月之久(慢排水)。可以采用的土壤內排水方法和它們的适用条件，将在第47节討論。因地下水水位降低而产生的沉陷，将在第61节討論。

土壤的干燥作用

如果軟粘土土样暴露于空气中，則水分自土壤內部引向表面，並在該处蒸发。在这过程中，粘土逐渐变硬，最后变为极硬。蒸发的停止是取决于四周空气的相对湿度。根据物理学定律，水分可以在任何空气与水接触处蒸发，除非空气的相对湿度至少等于随水的张力作用而变的某一数值，才停止蒸发。相对湿度 h_a 是在某一已知溫度时空气內真正所含水汽的重量和同一溫度时空气內所能含有的最大水汽重量之比。潮湿天气时的相对湿度一般在0.15至0.95之間，特別情况可达到0.99。如果自由水面以上空气的相对湿度小于1.0，水分就蒸发，直至水面上空气的相对湿度等于1.0，或直至水分完全蒸发为止。如果水是在张力状态，則水在較低的相对湿度时停止蒸发。这个較低的相对湿度值 h_r 叫做水的相对蒸汽压力。当溫度为10°至30°C之間，相对蒸汽压力在0.7至1.0之間时，水中的中和应力 u_w 和它的相对蒸汽压力 h_r 的关系可以近似地用下式表示

$$u_w(\text{公斤/公分}^2) = -1500(1-h_r) \quad (21.2)$$

例如，如果 $h_r=0.90$ ，則 $u_w=-150$ 公斤/公分²。故如暴露于空气的粘土土样的中和应力等于-150/公斤/公分²，則除非它四周空气的相对湿度等于0.90，粘土的含水量是不能保持不变的。如果相对蒸汽压力較小，則粘土繼續蒸发走失水分；但是如果相对蒸汽压力較大，則水分凝結在粘土表面，且使粘土湿胀，直至水滴的张力降低至(21.2)式所决定的数值。这种事实可以作为計算有孔細粒材料(如粘土)內所含水分的张力的基础。

如果水分在毛細管末端蒸发，这管的半徑是 r (公分)，則弯液面的曲率和水中的中和

应力 u_w 逐渐增加,直至 u_w 等于 $-h_c\gamma_w$ 为止。由(20.2)式代入 h_c ,可得

$$\text{最大 } u_w (\text{克/公分}^2) = - \frac{0.15\gamma_w (\text{克/公分}^2)}{r (\text{公分})} \cos \alpha \quad (21.3)$$

若繼續蒸发,則水在不变的中和应力下向毛細管內部收縮。干燥土壤內的孔隙水也发生同样的过程。土壤变干时,最初 u_w 值增加,直至 u_w 值假定等于和土壤表面处孔隙大小相符合的最大值为止。如繼續蒸发,則空气侵入土样內,这时土样的顏色自深暗色变为淡色。当此第二阶段开始之时,土样的含水量就等于縮限,見第8节。但是在这个阶段內,由于水分收縮到土粒間的最狭孔隙中,故中和应力 u_w 能再增加。蒸发並不停止,直至(21.2)式的相对蒸汽压力 h_v 等于相对湿度 h_{ra} 之时才停止。

已干燥土壤內所留水分构成了接触水分,如第20节所述。在室內溫度下风干后,土壤的含水量范围自洁淨砂土的几为零至典型粘土的6或7%。它們的相应气隙比自1.0至0.8左右。这时完全洁淨的砂土无凝聚性,而粘土則极硬。

如果把已烘干土样在空气中冷却,則它的含水量增加。土粒从四周空气中吸取的水分叫做吸着水分。一定土样的吸着含水量隨着空气的溫度和相对湿度而变。一般而言,土粒直徑愈小,則吸着含水量愈高。砂土的吸着含水量可略而不計。粉沙質土壤的吸着含水量很小,但是仍足以引起結块。粘土的吸着含水量可达干土重量的5%以上。

当风干的粘土土样受热至溫度稍高于水的沸点时,它的含水量稍为减少。这时,黏土的一些物理性質发生永久变化。这种变化表现在阿太堡限度的永久变化。如再增加溫度至沸点以上摄氏几百度,則在顆粒接触点发生真正的熔化。这种过程使顆粒之間产生了强大而永久的結合力,並使粘土具有固体的特性。砂和粘土的混合物的变成磚,也是在这种情况下发生的。

在一定暴露条件下,水在黏土土样表面的蒸发速率是隨着含水量的减少而减少。蒸发速率約和自由水面的蒸发速率相等。这种土面上的蒸发速率是取决于溫度、相对湿度和风速。在美国,大面积的自由水面蒸发量最低的地区是大湖区,这地区的蒸发速率是每年15至20吋。大湖区的西面和南面,蒸发速率逐渐增加。在得克薩斯州的西南部和墨西哥州的东南部,它約为70吋。在加利福尼亚州的帝谷中部,记录数值曾达每年90吋。

即使粘土土样的表面塗有一层白蜡,並放在潮湿室中,它也能逐渐从它的外壳收縮。这种收縮表示水分是从白蜡內許多看不到的、連續的孔隙逸出。为了防止水分因蒸发而损失,必須把土样放在金屬管內,並在土样末端和管端封密白蜡之間放入金屬板。

当风干粘土的含水量减少时,由于孔隙水分的张力增加,故蒸发速率也减少。按(21.2)式,张力的增加就是相对蒸汽压力的减少。这种蒸汽压力的减少对于在相对湿度不变时的蒸发速率具有延迟作用,好像相对湿度增加对于自由水面的蒸发速率也有延迟作用一样。

在縮限以下,由于土壤孔隙中空气的相对湿度常大于四周的空气,故蒸发速率更为緩慢。当孔隙中的相对蒸汽压力等于四周空气的相对湿度时,蒸发就停止。此后,如果相对湿度增加,則粘土的含水量稍增。

干燥对于土壤强度的影响

当土壤正在干燥时,孔隙水内发生了张力。这种张力随着含水量的减少而增大,但是土壤的某一断面的总正向应力实际上保持不变。由于总正向应力是等于中和应力与有效应力之和,故孔隙水内张力的增加也就是说明有效压力也有当量的增加。当干燥作用使孔隙水的张力自零增至 $-u_w$ 时,表面张力同时在土壤四周产生了有效压力

$$p_k = -u_w \quad (21.4)$$

这压力叫做毛细管压力。它使土壤任何断面上的抗剪强度增加了下值

$$\Delta s = p_k \tan \phi \quad (21.5)$$

式中 ϕ 是砂土的内摩擦角或粘土在固结快剪试验时的抗剪强度角。

在缩限时,空气侵入土样的孔隙,因而使土壤的水分不连续。粘土内留下水分的张力产生了接触压力,见第49图,这个接触压力又产生了抗剪强度。但是由于孔隙水的不连续性, Δs 和 u_w 之间的关系已不能适用于(21.3)和(21.5)两式。

由于毛细管压力的存在,故即使是完全无凝聚性的土料(如洁净的细砂),也可以暂时具有凝聚性土料的性质。因此,这种土样就有一定的无侧限抗压强度。由于这些土壤浸入水中后,它的凝聚力完全消失,故这种凝聚力叫做假凝聚力。

在干燥中的土样,它的无侧限抗压强度为最大时的含水量,主要是取决于颗粒的大小。这可由第52图加以说明,图上所示为三种不同土壤因干燥作用而含水量减少时对于抗压强度的影响。每种土壤在缩限时的含水量用 s_w 表示。含水量 w 小于 s_w 时,(7.4)式的饱和度约等于 $\frac{100w}{s_w}$ 。

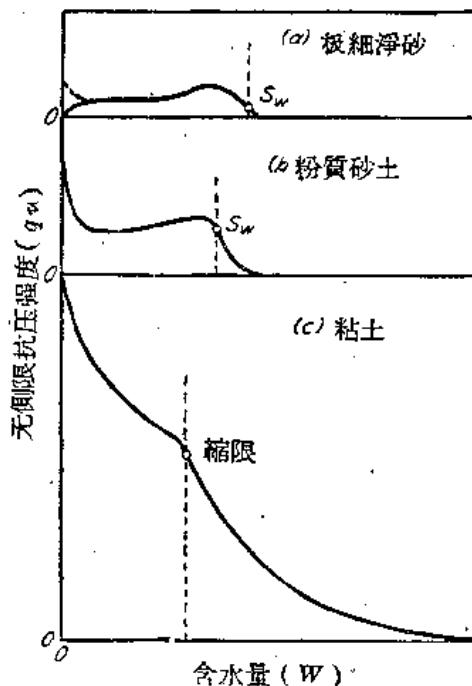
完全洁净的细砂用蒸馏水浸湿后,饱和度约等于80%时它的 q_u 为最大,见第52a图。再继续干燥,则最后使 q_u 减小至零。但是如果裂缝中充满水分,则蒸发时杂质下落,并形成一种极薄的连续层,这种连续层附着在颗粒上,并使颗粒在接触点处彼此接连。故在干燥的末期,砂土稍有凝聚力,见第52a图虚线所示。

细粉质砂土的 w 和 q_u 之间的关系见第52b图。当含水量接近于缩限时,抗压强度增加。在缩限时,空气侵入土样的孔隙,土样的抗压强度逐渐减少,直至饱和度约等于10%为止。此后抗压强度增加,并且大于在缩限时的抗压强度。

当接近于干燥状态时缩限以下粘土的抗压强度是以增长的速率逐渐增加的,见第52c图。

野外条件下的干燥作用

当土壤表面并不是永久受水淹没时,则在天然中发生干燥作用。由于週期性的干燥作用,极细粉质砂土的假凝聚力可能很大。雨水并不能全部排除土壤孔隙内的空气,因此虽然经过长期的潮湿状态,但仍有凝聚力。结果,



第52图 含水量在缩限以上和在缩限以下各种干燥时期,各种土壤的无侧限抗压强度

尤其是在干旱和半干旱地区，常誤認这种土壤是軟質岩石。但是如果土壤表面受水淹沒，則凝聚力逐漸消失，而且土壤可能开始滑动。

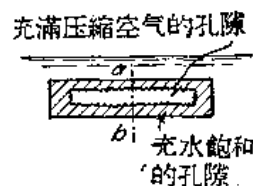
軟粘土层从暴露面向下干燥进行得很慢，因此这种干燥作用使它形成了土壳，土壳随年代而变厚。如果这种土壳埋在黏土沉积物之下，而且永久受水淹沒，則它构成正常荷重軟土层之間的預先压缩硬土层，如第13节所述。在通风的隧道系統中来回通过干燥热空气，可使厚粘土层固結，但是这种方法不大經濟。

在半干旱区如得克薩斯州西部粘土在干燥季节的干燥作用可深达20呎之多。在这一深度內的粘土由于收縮破裂而崩碎。雨季时，雨水进入裂縫，粘土乃湿脹。湿脹使地面显著上昇。在建筑物遮盖着的地区下面，水分的蒸发损失远小于附近地区下面的蒸发损失。故在遮盖地区下面的粘土含水量逐年增加，但增加速率則逐漸减少，因而使这地区的中部高于外周，这个隆起高度的大小实际上与建筑物的重量无关，但是它对建筑物的影响是和不均匀沉陷的影响相同。在不良的气候和土壤情况下，这个隆起高度可大于一呎。

如果中部有暖气的建筑物地下室是在粘土上，則粘土的孔隙水可以經過混凝土孔隙蒸发出来，因而使粘土收縮，並与混凝土脱离，地下室地板也就失去它的支承。为了避免发生这种不利情况，可在灌注混凝土之前，在粘土面上鋪上一层瀝青。

湿化作用

当干燥粘土土样(第53图)很快地浸在水中时，土样的外部成为饱和状态，同时空气被封闭在土样的内部。如果四周的水分並無重量，則被封闭空气边界处的水的张力等于最大毛细管张力 $-p_k$ ，而被封闭空气的压力等于 p_k 。如果四周的水分重量在土样半高处产生了压力 u_w ，則被封闭空气的压力是 $p_k + u_w$ 。这种空气压力在固体土粒中产生张力，这种张力可使土样在某一平面(例如 ab)发生张力的損毀。这种过程叫做湿化。这就是未保护的粘土斜坡发生崩碎以至最后发生脫坡的原因。



第53图 干土样的湿化过程

电流渗透排水

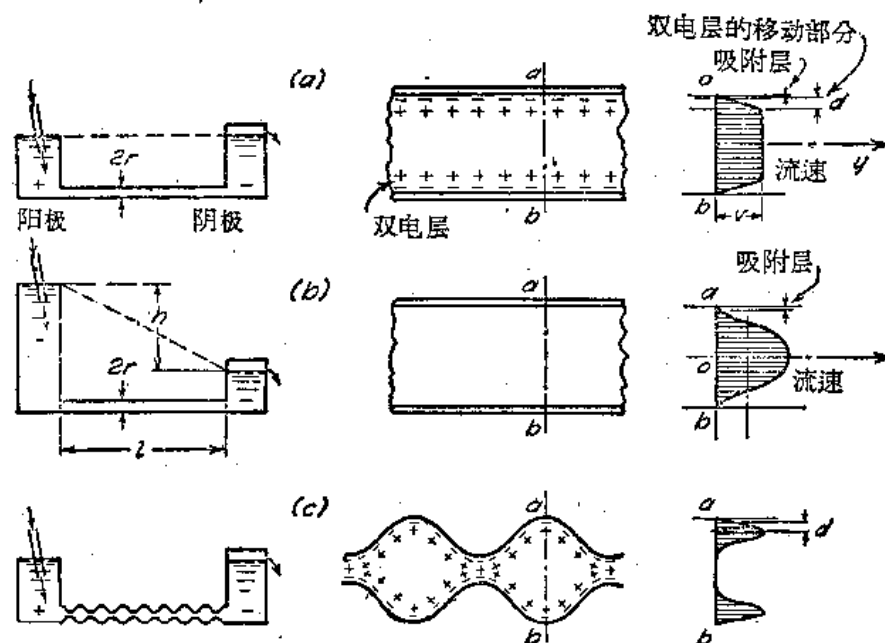
如果把两个电极插入飽和土壤中，使电流从一电极流向另一电极，則土壤內水份自阳极(正极)向阴极(负极)移动。如果阴极是由点井組成，則水流入点井內，並可用水泵抽去。

水之所以能够移动，是由于土粒表面帶有負电荷(見第4节)。因此水中的正离子被吸引到土粒，而且由于正离子佔优势，故土壤附近的水膜是带正电荷的。虽然正离子和中性水之間並沒有明显的分界，但是为了現在的目的，这种电荷可以認為是一层明确的层次叫做双电层見第54a图。这些正离子集中于土粒附近的水中，它为阴极所吸引，为阳极所排斥。故正电荷层和它所包围的中性水柱向阴极移动。这种因电流而产生的水的流动就叫做电流渗透現象。

必須注意，在双电层所包围的整个水柱横断面上的流速是固定不变的，但是在毛细管內的重力流动的流速則自管壁向管中心增加，見第54b图。

因电流渗透作用水在圆柱形管內的流速 v (公分/秒)可以近似地由下式求得

$$v = \frac{1.02 \times 10^{-1} deE}{\eta l} \quad (21.6)$$



第54图 因水头(b)和电流(a)和(c)而产生的毛细管内和土壤内水流的差别

式中 e (库伦/公分²) = 每单位管壁面积的电荷;

E (伏特) = 管子两端的电位差;

d (公分) = 双电层的厚度;

η (克秒/公分²) = 水的粘滞系数;

l (公分) = 管的长度。

对于直径约小于0.002公厘的毛细管, 粘滞系数 η 是随直径的减小而稍增。故流速减低。但是少数试验指出: 粒径变细时流速的减小远大于粘滞系数增加时的流速减小。这种现象的可能原因如下。土壤内孔隙的宽度到处不同, 它和许多毛细管的宽度相反。因此, 各断面的水流平均流速到处不同, 见第54c图。在连接球形孔隙的狭槽处, 流速极高。但是在球形孔隙中, 水分几为静止状态, 而在静止水体周界上的摩擦力减缓了球形孔隙壁附近荷电层的移动。球形孔隙内流速的分布可能和第54c图右侧所示者相似。这种情况使(21.5)式不适用。

(21.5)式的 e 和 d 两值主要取决于毛细管壁的化学成分和吸附层所含其它物质(除水分以外)的化学成分(见第4节)。故在一定长度的管子内, 使一个单位水量在某一时间内自管的一端移向另一端所需的电量主要是取决于吸附层的化学成分。室内试验曾经指出, 这些结论对于土壤也是有效的。

细粒土壤在电流渗透排水时发生固结。它和任何其他固结过程一样, 是从排水面(阴极)开始, 然后逐渐向土体内部固结。

冰冻胀裂和它的防止方法

如果饱和洁净的砂土或礫的孔隙内水分冰冻则土壤的结构仍保持不变。冰冻的作用祇是由于孔隙水分膨胀, 孔隙的体积增加9%。另一方面, 如果饱和细粒土壤冰冻, 则形成的纯冰层大致平行于与低温接触的土面。个别冰层的厚度可增加至数吋, 并且受冰冻作用的土壤具有成层土壤的性质, 它由土层和纯冰层交迭而成。

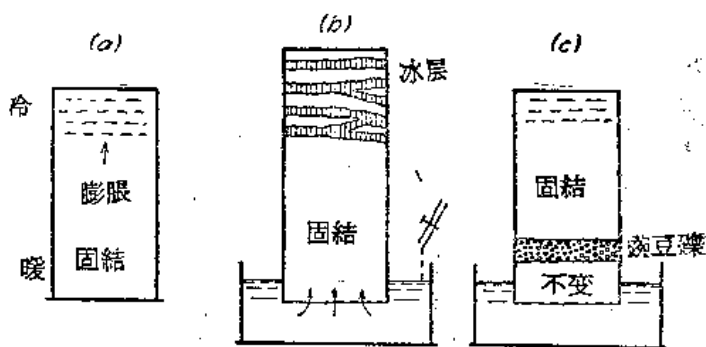
对于形成冰层的分子力学和它的力量大小的理论, 目前还没有一致的方法。但是冰层

形成的情况和它的防止方法是已经知道的。

冰层仅在細粒土壤中发生。但是冰层形成的土壤和冰层不能形成的土壤之间的界限，常临界粒徑为表征，而且与土壤的均匀程度无关。在十分均匀的土壤中，除非土粒小于0.01公厘才能发生冰层。相当均匀的土壤則必須小于0.02公厘直径的土重至少有10%，才能形成冰层。大小顆粒混合的土壤一般需要小于0.02公厘直径的土重至少有3%才能形成冰层。土壤内小于0.02公厘直径的土重如果小于1%，則它在野外的任何情形下都不能形成冰层。

使水流向冰冻区流动的力学原因，是和地下水水流被迫通过土壤的孔隙向蒸发地面流动的情形相同。当土壤内冰晶体生长时，它們像千斤頂一样，使土粒分离，因而增加了孔隙。

第55图所示为三个饱和細粉沙的圆柱形土样。土样a的四周是空气，土样b和c的下端則浸在水中。每个土样上端的温度是低于冰点。在土样a中，进入冰层的水分是从它的下部引出。因此土样下部的固結作用与水分抽向上端的蒸发面相似。冰层繼續生长，可能直至下部含水量减少到縮限为止。由于进入冰层的所有水份是来自土样内部，故这种土样是叫做暗系（譯者註：即内部水源的土样）。暗系的冰冻作用所引起的体积增加，並不超过該系中所含水分的体积增加。它約为总体积的3至5%。



第55图 土壤内的冰冻作用

(a)暗系；(b)明系；(c)用一层粗砂，截住毛细管水向冰冻区流动，使明系变成暗系。

在土样b中，冰层开始生长时所需水分也是从土样内部吸出，因此土样下部发生固結。但在固結进行时，更多的水分从土样以下的自由水池内吸出。最后，进入冰冻区的流量和水流滲过的不冰冻区的含水量是常数。这种土样构成了明系（譯者註：即有外部水源的土样）。这系内冰层的总厚度至少在理論上是可以无限增加的。

如果在冰点温度区和地下水水位之間，放入一层粗粒土料，則土样b所表示的明系可变成暗系，如c所示。由于水分不能由毛细管作用通过粗粒土层上昇，故土样c的上部組成了暗系。該系的下部是在冰冻作用下排水。

在工程实用上，当地下水水位和冰冻綫間的垂直距离小于土壤的毛细管升高高度，則此时就是明系。由于从地下水水库移出的水分是不断供給的，故在冰冻期的冰层是不断生长，並且在冰冻区上面的地面发生升高。这现象通常叫做冰冻隆昇。即使在冬季气候温和的地区，如新英格兰，高达6吋的冰冻隆昇决非不普通的情形。由于冰层的厚度显然反映了下面土壤的渗透性变化，故冰冻隆昇量常是不均等的。因此，在冰冻隆昇区上的公路路面易受損裂。融解时可使有冰层的土壤变成一种糜爛稠度的过饱和土料。路面上的这种情况較前述的隆昇尤为有害。

冰层的产生与生长的趋势是随顆粒直径的减小而急速增加。另一方面，在明系中，进入冰冻区的流量是随着顆粒的减小而减少。故土壤内如果含有中等粒徑的顆粒，則它

便可能发生最坏的冰冻隆昇情况。事实上，經驗指出，細粉沙和砂-粉沙混合物，‘最难于发生冰冻隆昇，这些土料較24小时内毛细管昇高达最高值(見第46图)的土壤稍細。对于具有一定粒徑特性的組成暗系的土体，冰层的成长速率是隨着土壤压缩性的增加而增加。

冬季严寒的潮湿地区的冰冻作用，和夏季酷热的半干旱地区(例如得克薩斯州中部)因干燥而发生的每年体积变化互相酷似。这种冰冻作用不仅損毀路面，而且也使擋土牆移动(見第46节)，且使淺基抬昇。但是如果在最高地下水水位和冰冻綫之間放入一层礫，則受冰冻作用的土体可以从明系轉变为暗系，且常能使冰冻隆昇保持在許可范围以內。

参 考 文 献

21.1. *Physics of the Earth—Part IX, Hydrology*, edited by O. E. Meinzer, McGraw-Hill Book Co., first edition, New York, 1942, pp 331-384. 目前有关土壤水分知識的回顧。

21.2. W. E. Simpson, Foundation Experiences with Clay in Texas *Civil Eng.*, Vol. 4 (1934), pp 581-584. 得克薩斯州由于週期乾燥作用而产生的地基問題。

21.3. D. Wooltorton, A Preliminary Investigation into the Subject of Foundations in the “Black Cotton” and “Kyatti” Soils of the Mandalay District, Burma, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. III, pp 242-256. 与得克薩斯州相似的緬甸地基問題。

21.4. J. O. Osterberg, A Survey of the Frost-Heaving Problem, *Civil Eng.*, Vol. 10 (1940), pp 100-102. 載有冰冻隆昇問題的許多参考文獻。

习 題

1. 已排水土样的含水量是16.0%，孔隙率42.0%，土粒公重2.70克 / 公分³。試求气隙比。

答：0.40。

2. 极軟粘土的不扰动土样放在潮湿室內，並無任何保护。这土样渐渐变硬，最后它的无側限抗压强度成为10公斤 / 公分²。粘土的固結快剪試驗所得抗剪强度角是20°。試求空气的相对湿度。

答：0.9906。

第二篇 理論土力学

理論土力学主要研討土体平衡的极限情况，見第四章；外力引起的变形，見第五章；土和水之間的互相作用，見第六章。最后方程式中的土壤常数是根據經驗估計，或者根據代表性土样的室內試驗所得的平均数值。故所有理論都只能作为粗略估計的一种工具。其中某些理論(例如不成层次的土体上基脚的沉陷問題)仅能作为根据施工經驗建立半經驗法則的过程中作出推断时的一种准則。

由于各种理論的基本假定以及各种土壤常数存在着不可避免的不肯定因素，故理論的简单性远較精确性为重要。如果理論简单，便很容易判断实际結果和这些假定之間的可想像的各种偏差，並能按此进行工作。如果理論复杂，那么，祇有把結果归納成为图解或表格，並能很快地根据一些不同的假定解出最后方程式后，这些理論才有实用价值。本書仅詳論简单的理論。对于所有其它理論則仅作简单的叙述，因为它们用以求得最后結論的数理步骤，仅研究工作人員才有兴趣。对于那些还不能作为設計的重要工具的高深理論，本書未予叙述。

第四章 土壤內的塑性平衡

第22节 基本假定

本章討論挡土墙或挖坑支撑上的土压力、土壤对于侧移动的阻力、基脚的載重能力和斜坡的稳定性等問題。这些問題仅需决定侧支撑或斜坡的損毀安全因数。要求得这个安全因数，必須比較两种力量的大小：产生損毀的力量和防止損毀的力量。这种研究叫做稳定性計算。为了进行稳定性計算，必須确定滑动面的位置，並計算或估計沿这滑动面上抵抗滑动的阻力。

每单位面积上的滑动阻力 s 不仅取决于土壤的种类，並且也取决于滑动面上的正向应力 p 。第15节中曾述及 s 和 p 之間的关系可以用下列近似方程式之一来表示：

$$s = (p - u_w) \tan \phi, \text{ 适用于无凝聚性砂土} \quad (15.3)$$

$$s = c + p \tan \phi, \text{ 适用于地下水水面以上的凝聚性湿土壤或乾土壤} \quad (15.2)$$

$$s = \frac{1}{2} q_u = c, \text{ 适用于軟粘土} \quad (22.1)$$

硬粘土通常含有髮絲狀的裂縫網，因此它們的稳定性在很大程度上是取决于暴露在大气的程度和历时(見第43节)。故这些粘土不在理論研究的範圍內。

各种稳定性問題都是首先解决无凝聚性的乾砂 ($u_w = 0$)，然后解决凝聚性土壤，前者可用(15.3)式，后者可用(15.2)式。讀者如能依据这两式解决这些問題后，就很容易解决局部浸水或完全浸水的砂土問題或軟粘土問題。

如果局部浸水砂土中的水是在靜止状态，則水面下任何深度 z 处的中和应力是

$$u_w = \gamma_w z$$

这个应力使水面下那部分砂土的有效么重从 γ 减小至浮么重 γ' ，見(12.6)式。所以，如果水面下土壤的么重 γ 以 γ' 来代替，則局部浸水砂土的稳定性計算可按乾砂的假定来进行。局部浸水砂土对于侧支撑所施加的压力等于依据上述方法所計算的砂土压力与整

个水压力之和。但是，如果水不是在静止状态，而是在土壤孔隙中渗流，则此处所述的方法不能应用。渗水的渗透压力将在第六章论述。

以 $\phi=0$ 代入(15.2)式则可以变为(22.1)式，此式可近似地确定软粘土的抗剪强度。故根据(15.2)式解决稳定性问题的方法，也适用于软粘土。但必须强调指出，经验方程式(22.1)是从短时期(限于数星期)的观测求得的。故稳定性计算的结果并不能说明粘土的体积或强度逐渐变化的力学作用。这种时间作用仅能依据土壤的物理性质用一般方法来预估。第二编将论述其中一些时间的作用。

第23节 塑性平衡状态

基本概念

如果土体的各部分都处在损毁的边缘，则这土体是在塑性平衡状态。郎肯(1857年)曾研究半无限土体在只有重力作用下而引起塑性平衡状态的应力情形。塑性平衡状态和郎肯所研究的情形相同的叫做郎肯塑性平衡状态。对于半无限土体的郎肯塑性状态的研讨，可以作为研究实用问题中较复杂的塑性平衡状态的导引。

郎肯塑性平衡状态见第56图。图上AB是无凝聚性砂土半无限土体的水平表面，砂土自重是 γ ，E是深度为 z 而横断面面积为1的砂土单元。由于这个单元土体是在垂直面上对称的，所以它在底面上的正向应力

$$p_v = \gamma z \quad (23.1)$$

是一个主应力。因此在深度

z 处作用于这个单元土体垂直面上的正向应力 p_h 也是一个主应力。

根据(16.8)和(16.6)两式，无凝聚性土壤大主应力和小主应力的比值不能超过下值：

$$\frac{p_1}{p_2} = N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

由于第56图的砂土垂直主应力 p_v 可能是大主应力或是小主应力，故比值 $K = \frac{p_h}{p_v}$ 可以在下列两极限值之间假定任何数值：

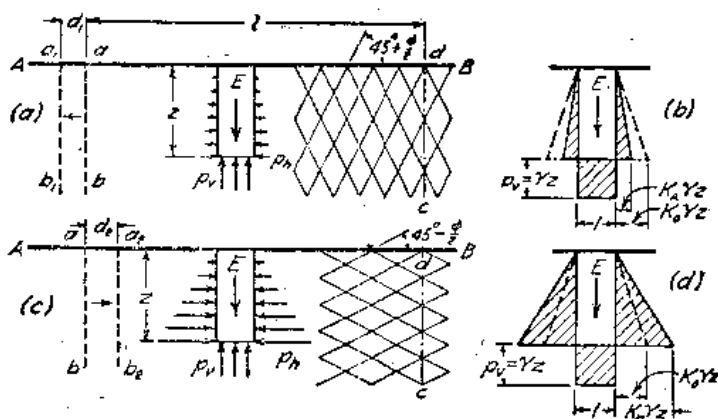
$$K_A = \frac{p_h}{p_v} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (23.2)$$

$$K_p = \frac{p_h}{p_v} = N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23.3)$$

砂土土体经过自然过程或人工过程沉积以后， K 有一 K_0 值，它介于 K_A 和 K_p 之间，并且

$$p_h = K_0 p_v \quad (23.4)$$

式中 K_0 是一个经验常数叫做静止土压力系数。此值取决于砂土的相对密度和形成沉积的过程。如果这个过程并没有人工的夯击压实，则 K_0 值介于松砂的0.40与紧砂的0.50



第56图 (a)、(b)是半无限砂土土体的主动郎肯状态；(c)、(d)是半无限砂土土体的被动郎肯状态。

之間。如果是夯击成层，則此值可增至0.8。

为了使一块砂土土体的 K 值自 K_0 变为其他数值，必須使这整个土体在水平方面有伸展或压缩的机会。由于在任何水平断面以上的砂土重量都是不变的，所以垂直压力 p_v 也是不变的，但是如果土体伸展，則水平压力 $p_h = K p_v$ 减少；如果土体压缩，則 p_h 增加。

当土体伸展之时，任何两垂直断面（例如 ab 和 cd ）必然离开 K 值逐渐减小，最后变为(23.2)式的 K_A 值为止。此时的砂土就叫做在主动郎肯状态。在这状态下，任何深度 z 处

$$p_h = K_A p_v = K_A \gamma z = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad (23.5)$$

式中 K_A 叫做主动土压力系数。单元土体 B 的两边和底部的压力分佈見第56b图。土体再伸展时，对于(23.5)式的 p_h 並無影响，但是沿着两组平面产生滑动，見第56a图的右侧所示。按(16.4)式，这滑动面和小主应力的方向相交成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角。由于在主动郎肯状态下的小主应力是在水平方向，故受剪面必和水平面成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角。在平行于伸展方向的垂直平面上，受剪面所組成的型式叫做受剪型。

整个砂土土体的水平压缩使得 ab 移向 cd ，見第56c图。因此，比值 $K = \frac{p_h}{p_v}$ 增加。当 K 值等于(23.3)式的 K_p 值时，这砂土就叫做处于被动郎肯状态。任何深度 z 处的水平压力是

$$p_h = K_p p_v = K_p \gamma z = \gamma z N_\phi \quad (23.6)$$

式中 K_p 叫做被动土压力系数。因被动郎肯状态下的小主应力是在垂直方向，故滑动面必和水平面相交成 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ 角，見第56c图。

主动郎肯状态和被动郎肯状态构成砂土平衡的两个极限状态。介于这两者之间的任何状态（包括静止状态），都叫做弹性平衡状态。

局部塑性平衡状态

第56图所示的郎肯状态是由于半无限砂土土体的各部分均匀伸展或压缩而产生的。这种状态叫做普遍塑性平衡状态。但是，除了例如由于砂层的全部岩石基础的构造力所产生水平压力的地質过程而外，在真正砂层中不可能产生普遍塑性平衡状态。局部事件例如挡土牆的移动除了在移动起源的附近区域而外，不可能使砂土的应力状态产生根本的变化。砂土的其余部分仍然是处于弹性平衡状态。

局部塑性平衡状态可以因极为不同变形的过程而产生。塑性区域内的应力状态和这区域本身的形状在很大程度上取决于变形的类型和土壤与侧支撑接触面的粗糙程度。这些因素构成了变形条件和边界条件。这些条件在实际中所产生的結果見第57和58两图。

第57a图是一棱柱形箱的垂直断面，它的长度 l 等于第56图的两垂直断面 ab 和 cd 之间的距离。如果砂土在箱中的沉积过程是和第56图的半无限土体的形成过程相同，則这两个土体的应力状态是相同的。它們都是处于弹性平衡状态。

当第56a图的半无限砂土土体自静止状态变为主动郎肯状态时，垂直断面 ab 移动一距离 d_1 。为了使第57a图的箱内整个砂土土体变为主动郎肯状态，牆 ab 必須移动同一距离。这就是变形条件。当第57a图的牆 ab 向外移出时，砂土土体的高度变小，它的长度則增加。这些移动包括砂土和它接触的全部箱子表面之間的位移。如果接触面粗糙，則在垂直面和水平面上将产生剪应力。由于在主动郎肯状态时这些平面上的剪应力等于零，

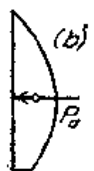
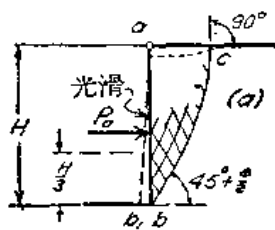
所以除非箱的边壁和箱底完全光滑, 这种状态就不可能实现。这个条件就是箱内砂土转变为主动郎肯状态的边界条件。如果这个条件能满足, 则在牆 ab 移至 a_1b_1 位置时, 砂土就处于主动郎肯状态。这时, 土壤的单位伸展是 d_1/l 。如果牆再移动, 则沿两组滑动面上发生滑动, 見第57 a 图上的虚线, 但是应力条件仍然不变。

如果牆 ab 完全光滑, 但是箱底粗糙, 则在牆 ab

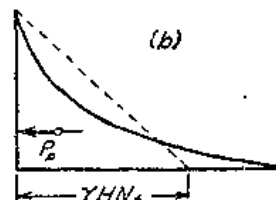
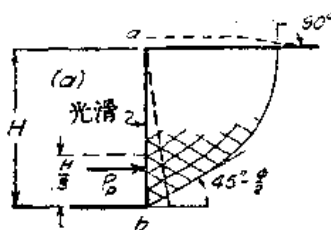
与滑动面 be 之间的砂土便会自由变形, 像它在底部光滑的箱子中一样, 但由于箱底的摩擦力阻止所需的变形, 故砂土在平衡时的应力状态不可能有显著变化。因此, 牆 ab 的向外移动, 仅在楔形区域 abe 产生主动郎肯状态。由于楔形的宽度自箱底为零增至箱顶的 l_1 , 故楔形的左侧边界自 ab 移至 a_1b_1 时, 就得到了在楔形内产生主动郎肯状态所需的单位伸展 d_1/l , 見第57 a 图。这就是楔形内产生主动郎肯状态时的变形条件。当牆 ab 移过这位置后, 楔形则沿滑动面 be 向下並向外滑动, 滑动面 be 和水平面成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角。

如果将牆 ab 向砂土推进, 且牆和箱底都十分光滑, 则当牆从它原来位置移过一距离 d_2 时, 整个砂土土体就变为被动郎肯状态, 見第 57c 图。滑动面和水平面成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 角。如果牆 ab 完全光滑, 但箱底粗糙, 则仅在楔形区域 abe 内产生被动郎肯状态。只有牆 ab 移入或移过 a_1b_1 位置时才能产生弹性状态过渡为塑性状态。

如果箱子的末端可在底部自由向外移动, 但在顶部仅能转动而不能移动 (見第 58 图), 则由于合乎弹性平衡状态的变形很小, 故当牆的傾侧可以察觉时, 砂土就沿滑动面而剪损。但是, 由于牆的上半部不能移动, 滑动楔体不能满足主动郎肯状态的变形条件, 故即使是在損毀状态, 牆和滑动面之间的砂土也不会轉入主动郎肯状态。



第58图 主动郎肯状态的变形条件不能满足时, 光滑垂直牆背后砂土的損毀情形
(a)牆背后土体的断面; (b)牆背上的压力分布。



第59图 被动郎肯状态的变形条件不能满足时, 光滑垂直牆背后砂土的損毀情形
(a)牆背后土体的断面; (b)牆背上的压力分布。

对于侧支撑因对其顶边转动而产生損毀形式的理論和实验研究, 曾得到下列結論,

滑动面由第58a图上的b点开始，它和水平面成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角，此后逐渐变陡，最后它和地面相交成一直角。在楔形的下部完全变成塑性平衡状态以前，滑动楔形的上部保持在弹性平衡状态。侧支撑上的压力分佈大致为抛物线形，见第58b图，而不是第56b图的三角形。

对于侧支撑底部推向土壤时的作用(第59a图)，根据同样的研究指出滑动面自b点起和水平面成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 角，它也是和地面相交成一直角。它的压力分佈见第59b图。

第24节 郎肯土压力理论

挡土墙上土压力

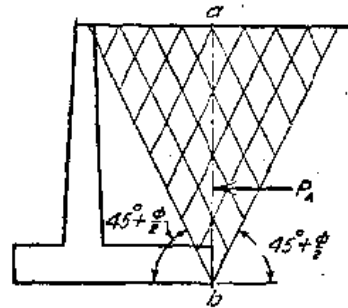
挡土墙的作用是和第57图上箱子的垂直边一样。墙后的土壤叫做填土。填土常于挡土墙建成后才回填。填土放置时，挡土墙因受压而略为移动。最后的土压力大小不仅取决于土壤的性质和墙的高度，而且也取决于移动的大小。如果墙的位置固定，则土压力常保持着接近于第23节所述的静止土压力数值。但是，当墙开始损毁时，土压力便自动满足于墙后土体自静止状态过渡为塑性平衡主动状态时的变形条件。故挡土墙如能抵抗主动土压力，则它便不致损毁。

虽然实际上各种挡土墙的墙背是粗糙的，但是可按光滑墙背的假定来求得土压力的近似值。下列各段是根据这项假定的。更精确的土压力数值的求法，将于以后数节中叙述。

光滑垂直墙上无凝聚性土壤的主动土压力

如果砂质填土土面是水平的，而且挡土墙墙背垂直又完全光滑，则墙背上压力的大小和分佈就和第56a图的假想平面ab上的主动压力一样。故可依据前已求得的方程式来计算土压力。事实上并无完全光滑的墙面。但是根据这种假定所得的方程式很简单，故通常是用它来推求挡土墙和其他建筑物上的土压力。以后我们将指出墙背的粗糙通常是减少主动土压力而增加被动土压力。故根据这种假定所产生的误差常偏于安全方面。

其次，光滑垂直墙的假定在实用上凡是十分准确的。这一情形可用悬臂墙来说明，见第60图。如果这墙受土压



第60图 悬臂挡土墙后沙土的损毁，主动郎肯状态的变形条件已满足

力而移动，则砂土自墙踵起沿着与水平面成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角的两平面而剪损。在这两平面之间的楔形区域内，砂土处于主动郎肯状态，且并无剪应力作用于通过墙踵的垂直面ab。故这平面上的土压力就和光滑垂直墙上的土压力一样。

如果砂质填土是完全干燥的，那么，作用于光滑垂直墙上任何深度z处的主动压力是

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi} \quad (23.5)$$

这压力随深度成简单比例而增加，见第57a图上的压力三角形abc。墙上的总压力是

$$P_A = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} \quad (24.1)$$

P_A 的作用点在 b 点以上 $H/3$ 高度处。

如果挡土牆向第57b图的 a', b 位置推进, 则挡土牆上的压力 p_h 可假定为被动郎肯状态时的数值,

$$p_h = \gamma z N_\phi \quad (23.6)$$

而牆上的总压力则等于

$$P_p = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi \quad (24.2)$$

部分浸水砂土支承着均匀表面荷重时的主动土压力

第61a图的 ab 线表示牆高为 H 的光滑垂直牆的牆背, 砂土在乾燥时的有效么重是 γ_d , 浸水时的有效么重是 γ' (見第12节); 水的么重是 γ_w 。水平填土土面支承着均匀分佈表面荷重每单位面积 q 。填土內地下水水位在牆頂下深度 H_1 处。乾砂土和浸水砂土的內摩擦角假定为 ϕ 。

当牆自位置 ab 移至 $a'b$ 时, 牆背上土压力自静止土压力减小至主动郎肯压力。在第22节末曾指出, 砂土內孔隙水压力对于有效应力的全部影响可以这样考虑, 就是砂土的浸水部分的么重可取用浮么重 γ' , 見(12.6)式。在深度 H_1 的范围内, 因附近砂土重量而在牆背上产生的土压力可用第61b图內三角形 ace 来表示。在地下水面下任何深度 z' 处, 作用于砂土內水平断面上的有效垂直压力是

$$p_v = H_1 \gamma' + z' \gamma'$$

由(23.5)式, 它的相应水平主动郎肯压力是

$$p_h = \frac{p_v}{N_\phi} = (H_1 \gamma' + z' \gamma') \frac{1}{N_\phi} \quad (24.3)$$

地下水水面下水平的总有效压力可用第61b图的面积 $bc ed$ 来表示。这个总有效压力必須加上总水压力

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

这总水压力作用于牆的下部 cb 。第61b图的三角形 def 就是表示这个水压力。

如果填土上支承着均匀分佈的表面荷重每单位面积 q , 则垂直的有效应力 p_v 在任何深度处必增加一个 q 值, 並且它相应的水平主动郎肯压力增加是

$$\Delta p_h = \frac{q}{N_\phi} \quad (24.4)$$

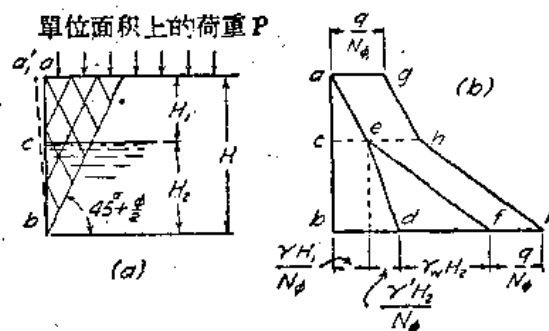
第61b图的面积 $ae f i h g$ 是表示因表面荷重 q 而产生的压力。

光滑垂直牆上凝聚性土壤的主动土压力

第62a图的 ab 线表示光滑垂直牆与凝聚性土壤接触着的牆背, 土壤的么重是 γ 。土壤的抗剪强度如下式:

$$s = c + p \tan \phi \quad (15.2)$$

按第22节, 这式是应用于地下水水面以上乾的或微湿的凝聚性土壤。对于这种土壤, 各



第61图 支承着均匀表面荷重的部分浸水砂土的主动土压力

(a) 支撑建筑物背后土体的断面; (b) 建筑物上的土压力。

主应力的两极限值之间的关系可用下式决定:

$$p_c + q_c = p_c N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (16.5)$$

式中 $p_c + q_c$ 及 q_c 分别是主应力和小主应力,

$$N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (16.6)$$

是流值。第16节亦曾指出, 不论(15.2)式中 c 值如何, 滑动面和小主应力方向相交成

$(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角。

由于牆背是光滑的, 故在填土水平面下

任何深度 z 处的垂直主应力是 $p_v = \gamma z$ 。在支撑 ab 移动以前, 牆上是承受着静止土压力。在这种状态下, 水平应力 p_h 是小主应力。支撑向外移至 $a'b$ 或移过 $a'b$ 位置时, p_h 值减小至相当于主动郎肯压力的数值。将 $p_v = p_c + q_c = \gamma z$ 及 $p_h = p_c$ 代入(16.5)式, 则得

$$p_h = \gamma z \frac{1}{N_\phi} - 2c\sqrt{\frac{1}{N_\phi}} \quad (24.5)$$

任何深度 z 处, 这应力是用第62b图的 ab 綫和 cd 綫之间的水平距离来表示。应力 p_h 等于零时的深度是

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (24.6)$$

如果在牆和土体最上部之間並沒有裂縫发生, 則深度小于 z_0 处的牆上土压力为負值。牆上总土压力是

$$P_A = \int_0^H p_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2c\sqrt{\frac{H}{N_\phi}} \quad (24.7)$$

如果牆高是

$$H = H_c = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\phi} = 2z_0 \quad (24.8)$$

則总土压力 P_A 等于零。故如直立岸牆的高度小于 H_c , 則这岸牆可以站住而不需要側支撑。但是牆上土压力自牆頂的 $-2c/\sqrt{N_\phi}$ 增至深度 H_c 处的 $+2c/\sqrt{N_\phi}$, 而无側支撑的直立岸牆在各点上的正向应力是零。由于有这种不同, 故挖坑的垂直坑壁可以不用側支撑的最大开挖深度是略小于 H_c (見第31节)。

对于軟黏土, $\phi = 0$ 及 $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 1$ 。故

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (24.9)$$

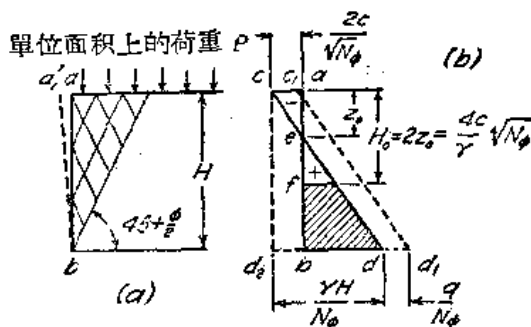
及

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \quad (24.10)$$

由于土壤並不一定要附着在牆上, 故通常假定挡土牆上凝聚性土壤的主动土压力等于第62b图的三角形面积 bde 所代表的压力, 它等于面积 $cd d_2$ 减面积 $cebd_2$ 。故

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N_\phi} - 2cH \sqrt{\frac{1}{N_\phi}} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (24.11)$$

对于軟粘土, $\phi = 0^\circ$, 且



第62图 主动土压力的变形条件满足时光滑垂直牆后粘土的損毀

(a) 牆背土体的断面; (b) 牆背上的土压力。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (24.12)$$

光滑垂直牆上凝聚性土壤的被动土压力

第63a图的牆背 ab 支撑着土壤，並支撑着均匀表面荷重 q ，如果这牆向填土推进，则水平主应力 p_h 必然增大，以致大于 p_v 。当牆背 ab 移至位置 $a'b'$ 或移过位置 $a'b'$ 时，也就是它代表着被动郎肯状态的变形条件之时，(16.5)式的破损应力条件便可满足。由于 p_h 是大主应力，因此可将 $p_h = p_c + p_q$ 和 $p_v = p_c = \gamma z + q$ 代入(16.5)式，得

$$p_h = \gamma z N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} + q N_\phi \quad (24.13)$$

应力 p_h 可分解成两部分。一部分是

$$p_h' = \gamma z N_\phi$$

它像静水压力一样，和深度成简单比例而增加。在第63b图中，应力 p_h' 是以三角形 $c_1c_2d_2$ 的底宽来表示，这三角形的面积是

$$P_p' = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi \quad (24.14)$$

P_p' 的作用点在 b 点以上 $H/3$ 高度处。数值 P_p' 是表示内摩擦角为 ϕ 么重为 γ 的无凝聚性土壤的总被动土压力。

p_h 的第二部分是

$$p_h'' = 2c\sqrt{N_\phi} + q N_\phi$$

这部分是和深度无关。它是以第63b图中长方形 abc_1d_2 的宽度来表示。总压力等于长方形的面积。故

$$P_p'' = H(2c\sqrt{N_\phi} + q N_\phi) \quad (24.15)$$

P_p'' 的作用点是在牆 ab 的半高处。由于(21.15)式中沒有么重 γ ，故 P_p'' 可按填土无重量的假定来计算。从(24.14)和(24.15)两式，可得总被动土压力是

$$P_p = P_p' + P_p'' = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi + H(2c\sqrt{N_\phi} + q N_\phi) \quad (24.16)$$

按以上討論， P_p 可用两种互不相关的方法来計算。第一，假定凝聚力 c 和表面荷重 q 等于零($c=0, q=0$)来计算 P_p' 。 P_p' 的作用点在 H 的下面三分点处。第二，假定填土么重等于零($\gamma=0$)来计算 P_p'' 。 P_p'' 的作用点在 H 的中点处。在下列数节中，我們將重复地使用这种简单的步骤来确定凝聚性土壤的被动土压力的作用点。祇有牆背既垂直又完全光滑，才能把 P_p 准确地分成 P_p' 和 P_p'' 两部分。对于所有其它情形，这种步骤是近似的。

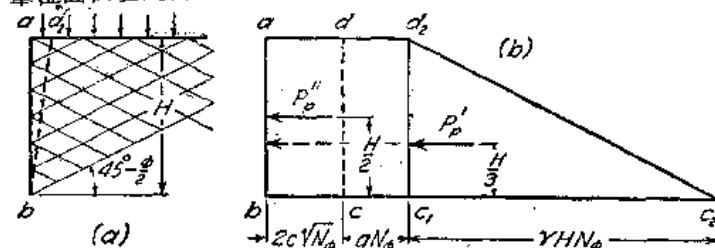
习 題

1. 光滑垂直擋土牆，牆高10呎，牆背后的填土是无凝聚性乾砂，土面水平。砂土的么重是113磅/呎³，它的內摩擦角是36°。如果牆身固定而不致移动，試問牆上的近似总土压力是多少？如果牆能移动而足以滿足主动郎肯状态的变形条件，試問牆上的总土压力是多少？

答：2260至2830磅/呎；1470磅/呎。

2. 第1題中牆背后的地下水水位在牆頂下4呎。砂土的浮么重是66磅/呎³。如果主动郎肯状态的

單位面积上的荷重 q



第63图 被动土压力的变形条件满足时，光滑垂直牆后粘土的損毀
(a)牆背后土体的断面；(b)牆背上的土压力。

變形條件能滿足，試問牆背上的總壓力(包括土壓力和水壓力)是多少？又問總壓力作用點距離底是多少？

答：2380磅/呎，2.83呎。

3. 第1題中如果填土表面有均勻分佈荷重400磅/呎²，試求擋土牆移動時的全部側壓力是多少？壓力中心距牆底的距離是多少？

答：2510磅/呎，4.02呎。

4. 兩擋土牆牆背光滑，兩牆之間填砂土，砂土的 γ 重是113磅/呎³。兩牆的牆脚用鋼筋混凝土底板連接，兩牆的牆頂用粗鋼筋拉牢。兩牆高15呎，相距50呎。砂土表面負載生鐵，生鐵的重量是300磅/呎²。如果靜止土壓力係數 $K_0=0.5$ ，問在表面荷重作用前后的牆上總壓力各是多少？

答：6360磅/呎，8610磅/呎。

5. 第1題中同一擋土牆后回填純凝聚性土壤，它的凝聚力 $c=200$ 磅/呎²， γ 重是110磅/呎³。 ϕ 值為零。試問擋土牆上總主動郎肯壓力是多少？這壓力的作用點距離底多高？在何深度處的壓力強度為零？

答：1500磅/呎，-1.11呎，3.64呎。

6. 直立岸牆建在塑性粘土挖方中粘土 γ 重是120磅/呎³。當挖土深度達18呎時，岸牆損毀。假設粘土 $\phi=0^\circ$ ，問它的凝聚力近似值為多少？

答：540磅/呎²。

7. 光滑垂直牆，高20呎，牆背后填土土面平面，它的抗剪強度按庫倫方程式， $c=400$ 磅/呎²和 $\phi=15^\circ$ 。土壤的 γ 重是120磅/呎³。土面承載均勻荷重200磅/呎²。試問總被動郎肯壓力是多少？壓力中心距牆底多高？牆底處的壓力強度是多少？

答：68,400磅/呎，8.01呎，5460磅/呎²。

第25節 牆壁摩擦力對於滑動面形狀的影響

第64a圖的牆背假定是粗糙的，其餘和第57a圖相同。牆背后填土是淨砂土。如果牆向外移動，則滑動楔體陷落，砂土沿牆背向下移動。砂土沿牆背向下移動時產生了摩擦力，它使總主動土壓力和牆的法綫成一傾斜角 δ 。這角叫做牆壁摩擦角。切向分力向上作用時，則總主動土壓力是正值，見第64a圖。高深的理論分析和試驗指出，相應的滑動面 bc 是由下部曲綫和上部直綫所組成。在滑動楔體断面 adc 內，受剪型是和第57a圖的主動郎肯受剪型相同。在面積 adb 內，受剪型由兩組曲綫組成。

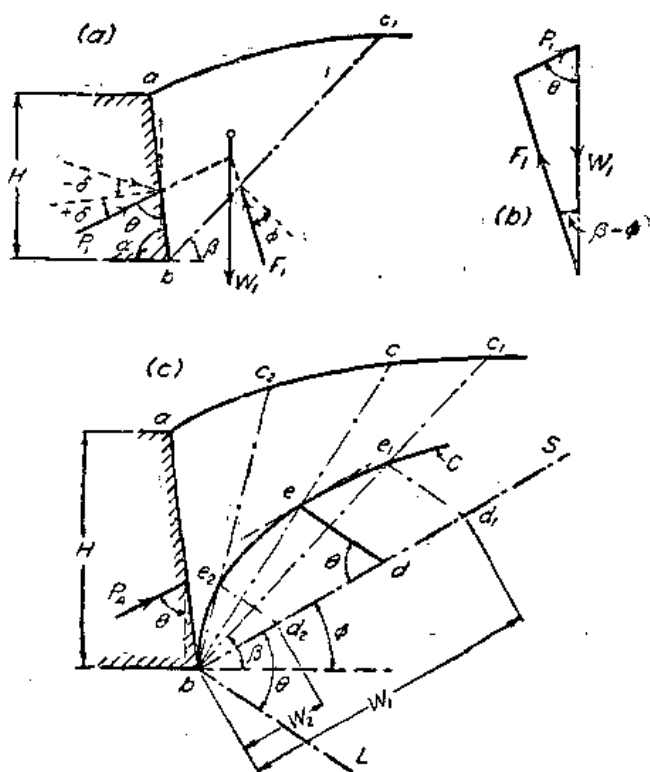
如果對填土而言，牆身被迫向下移動，例如在牆頂上有極大的荷重，則 δ 是負值，且下半部滑動面的曲度和前一情形相反，見第64b圖。

如果牆身向填土推進，則牆身的移動受被動土壓力所阻。如果牆身重量大於砂土和牆背之間的摩擦力，則砂土必較牆頂昇高，且總被動土壓力的反作用力必和牆背的法綫成 δ 角。這力的切向分力阻止砂土昇高。在這情形下，第64c圖的 δ 角是正值。滑動面的直綫部分和水平面成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 角。在等腰三角形 adc 內的受剪型是和第57b圖的受剪型相同，且填土處在被動郎肯狀態。在面積 adb 內，組成受剪型的兩組綫是曲綫。

如果牆身重量小於砂土和牆背之間的摩擦力，則牆背的法綫和總被動土壓力的反作用力之間的角度小於 δ 角。最後，如果牆身所受的向上力等於牆身重量和牆背與砂土之間的摩擦力之和，則總被動土壓力的方向如第64d圖所示，且牆壁摩擦角是負值。滑動面的曲綫部分的曲度也相反。

綫是表示填土材料的自然坡度，故它叫做坡綫。第二步繪制土压力綫 bL ，这綫在坡綫之下，它和坡綫相交成 θ 角， θ 角等于垂直綫和总土压力 P_A 之間的角度，見第65图。它是取决于牆壁摩擦角 δ 和牆背的傾斜角 α 。

为了确定作用于任一滑动面 bc_1 上楔体的土压力 P_1 ，首先要計算这楔体的重量 W_1 。用任何方便的力的比例尺，在 bS 上取一段长度等于这重量。因此可得 d_1 点。然后繪 d_1e_1 綫平行于 bL 。由于第65c图的三角形 e_1d_1b 和第65b图的力多边形相似，故距离 d_1e_1 就是滑动面 bc_1 上的土压力。为了求主动土压力 P_A ，可按不同平面 bc_2 等再作图。联 e_1, e_2 等点成一曲线 C ，这就是庫尔曼綫，在 C 綫上作一切綫平行于 bS ，則距离 ed 就是 P_A ，同时真正的滑动面 bc 必通过 e 点。



第65图 (a)、(b)是說明主动土压力的庫倫理論所根据的假定；(c)是确定砂土土压力的庫尔曼图解法。

由綫荷重所产生的土压力

第66图是支承斜面砂土的挡土牆断面。填土表面負載荷重 q' 每单位綫长，荷重 q' 平行于牆頂，並距牆頂 ac' 。确定牆身上土压力的步驟，基本上和第65c图所示者相同。但是如果某一楔体的右手边界与地面相交于 c' 点之右，則坡綫 bS 上所截的距离必与构成楔体的砂土重量和綫荷重 q' 之和成正比(見第66图)。

如果地面沒有表面荷重，則第66图的庫尔曼綫 C (虚綫)必相应于第65c图的 C 綫。如果在地面上某点 c' 处有綫荷重 q' ，則庫尔曼綫由两部分組成。由于平面 bc' 左侧各平面的楔体上並無表面載重，故平面 bc' 的左侧部分和 C 綫相同。在 bc' 的右侧部分負載填土的庫尔曼綫在 C 綫之上，見第66图的实綫 c' ，这是因为在 bc' 右侧的任何平面所形成的各楔体上受着綫荷重 q' 作用。故完整的庫尔曼綫是由 bc' 左侧的曲线 C 和 bc' 右侧的曲线 C' 所組成。它在通过綫荷重作用点的 bc' 平面处不連續。

如果綫荷重在 c_1' 的左侧，則填土的主动土压力值就是相当于庫尔曼綫 C' 和坡綫 bS 之間的最大距离，这距离的方向是平行于土压力綫 bL 。如果綫荷重在 a 和 c'' 两点間的填土表面上任何位置，則最大距离是 $d''e''$ 。故滑动的产生是在通过 c'' 点的平面 bc'' 上。距离 $c''f$ 就是由于綫荷重 q' 而产生的主动土压力部分 ΔP_A 。

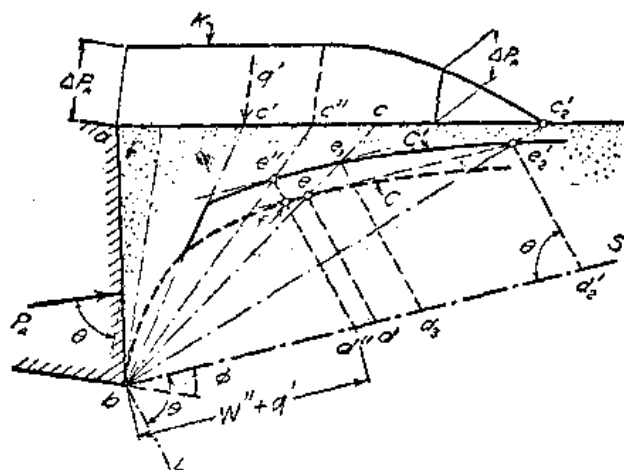
第66图的曲线 K 的以地面为基准的纵坐标是相当于綫荷重 q' 在各种不同地点 c' 处的 ΔP_A 值。在 a 和 c'' 两点之間， K 是一条直綫，由于 ΔP_A 与 q' 在这两点之間的位置无关系，故 K 直綫和填土表面平行。

如果 q' 向右側移过 c'' 点至某一位置 c ，則庫尔曼綫是由 bc 左侧的虚曲线 C 和右侧

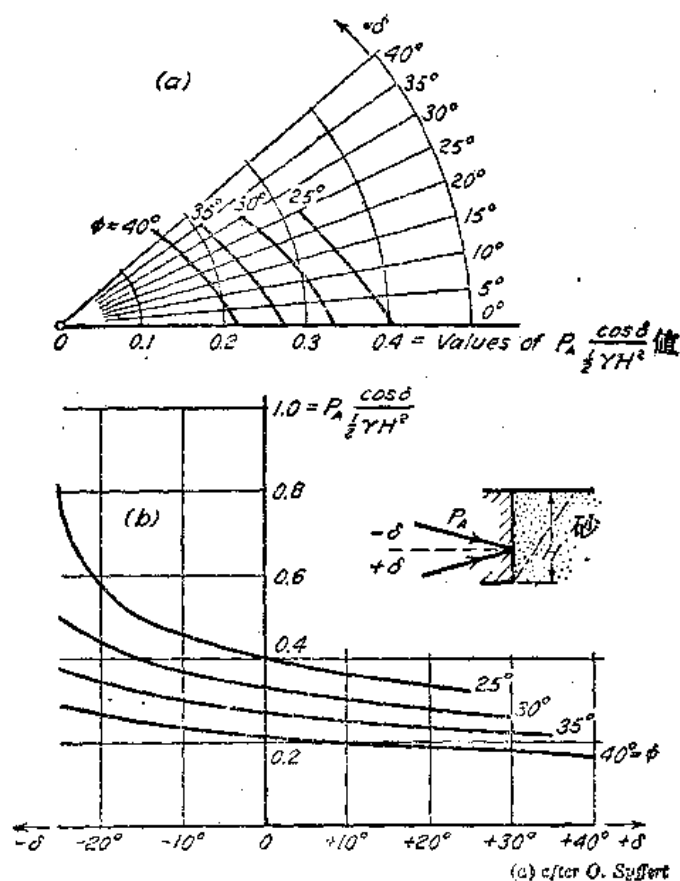
的实曲线 C' 所組成。 e_1d_1 綫代表最大土压力值 P_A 。剪損面通过 e_1 点,並和地面相交于 q' 的作用綫上。当 q' 的作用綫向右移动时, ΔP_A 值逐漸减小,如第66图的 K 曲线縱坐标所示,直至 e_2' 处它的值就等于零。

最后,如果 q' 的作用綫是在 e_2' 处,則用曲线 C' 确定的土压力值 $e_2'd_2'$ 等于 ed 值,此值就是无表面荷重时的主动土压力。如果 q' 移向 e_2' 的右侧,則用曲线 C' 确定的土压力小于 ed 。因此,如果綫荷重作用在 e_2' 的右侧,則它对主动土压力並無影响,且滑动面的位置和无表面荷重时的填土滑动面 bc 相同。綫荷重 q' 愈大, e_2' 点向右侧移动愈远。故綫荷重对于土压力有影响的距离是取决于 q' 值的大小。

如果挡土牆有傾斜的或折綫的牆背,以及填土有不規則的表面或有表面荷重,那么主要是应用庫尔曼法。如果直立牆后填土是水平面的无凝聚土壤,則最好制备图解以求得 P_A 值。第67图就是这种情形的两种不同图解。



第66图 砂質填土上有綫荷重时确定土压力的庫尔曼图解法



第67图 計算主动土压力时所用系数的两种图解

习 題

1. 垂直擋土牆高20呎,填土是无凝聚性土壤,它的自重115磅/呎³。填土表面自牆頂起和水平面成20°角。內摩擦角28°,牆壁摩擦角20°。試用庫尔曼法計算牆上的总主动土压力。

答: 10,600磅/呎。

2. 悬臂擋土牆高36呎。牆背后堆放着无凝聚性的鉄鑽苗。牆身橫断面对称于它的中心綫。牆頂寬度6呎,牆底寬度12呎。鑽苗堆从牆頂之下4呎的一点起,和水平面成35°角,至最大高度在牆底以上

65呎。此后，矿苗堆成水平。若 ϕ 和 δ 都是 36° ， γ 是160磅/呎³，問牆底以上鉄鑽苗的总側压力是多少？如果牆身所受側压力用鋼拉桿抗阻，拉桿的断面积是3吋見方，允許拉应力27,000磅/吋²，問拉桿的間距需多少？

答：48,800磅/呎；5呎。

3. 垂直牆高18呎，牆背后无凝聚性填土的么重105磅/呎³，填土表面水平 $\phi=31^\circ$ ， $\delta=20^\circ$ 。填土上有两个綫荷重各为2,000磅/呎，平行于牆頂，各距牆頂8和13呎。試求牆身上的总主动土压力，並求滑动面和填土表面交点距牆背的水平距离。

答：6,310磅/呎；13呎。

4. 垂直牆土牆高15呎，适足以支承水平的砂質填土，填土的么重115磅/呎³， $\phi=32^\circ$ ， $\delta=20^\circ$ 。填土上有垂直綫荷重5,000磅/呎，它的作用綫平行于牆頂。如果不使牆土牆上土压力增加，試求这垂直的綫荷重距牆背的最小水平距离。

答：16.2呎。

5. 如果第3題的填土上沒有表面荷重，求主动土压力的大小。用第67图校核图解法所求得的结果。

答：4,870磅/呎。

第27节 土压力的作用点

第26节所述的方法可用以确定已知总土压力方向时总土压力的大小。但是並未涉及它的作用点。要解决这一問題，庫倫假定牆背上的每一点都是滑动面的最低点。例如第68a图的曲綫 abc 上 d 点是滑动面 de 的最低点。牆背 ab 上的土压力 P_A 可用第26节庫尔曼的方法来計算。如果滑动面最低点的深度自 z 增至 $z+dz$ ，則土压力的增值是

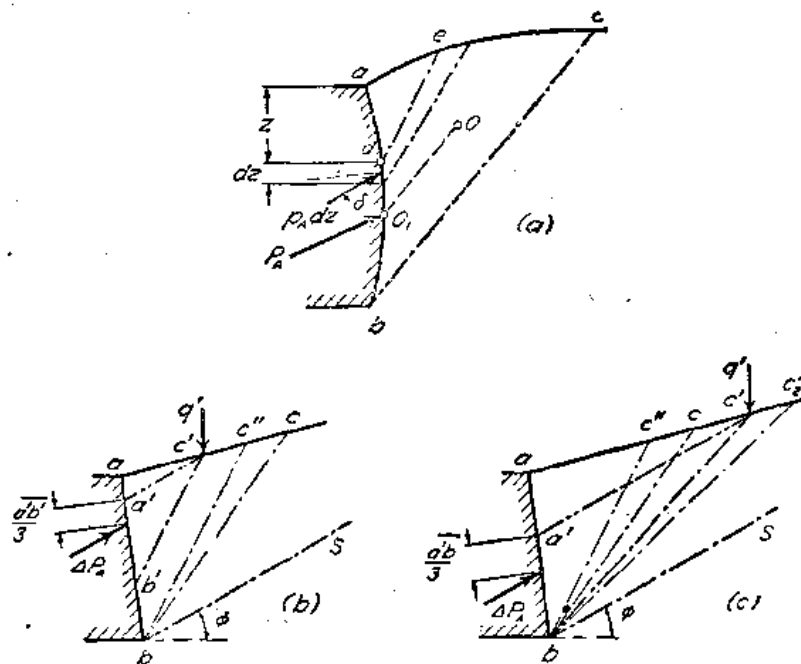
$$dP_A = p_A dz$$

式中 p_A 是深度增值 dz 上的平均压力强度。故

$$P_A = \frac{dP_A}{dz} \quad (27.1)$$

根据这式，牆背上土压力的分佈便可确定。土压力的分佈已知，則总土压力的作用点位置可用分析法或图解法来确定。土压力 p_A 在任何点处的作用綫和牆背上的法綫成 δ 角。

实用上这种方法較为复杂。故曾用簡化的方法近似地求得同样的結果。例如，在第68a图中，作用点 O_1 的位置大致是



第68图 确定主动土压力作用点的簡化方法

在牆背与 OO_1 綫交点处， OO_1 綫平行于滑动面 bc ，並通过滑动楔体 abc 的重心 O 。

第68b和c两图所示为綫荷重 q' 产生土压力增值 ΔP_A 时，估計它的作用点的簡化方法。图上 bc 、 bc'' 等綫相当于第66图的 bc 、 bc'' 等綫。如果 q' 作用于 a 和 c'' 之間（見第68b图），則繪 $b'c'$ 平行于滑动面 bc'' ，又繪 $a'c'$ 平行于坡綫 bS （見第66图）。力 ΔP_A 作用于 $a'b'$ 的上面三分点处。如果 q' 作用于 c'' 和 c_2' 之間，則使 $a'c'$ 平行于 bS ，力 ΔP_A 是作用于 $a'b$ 的上面三分点处，見第68c图。

以上这些方法都是根据庫倫的假定，就是假定牆背上的每一点都是滑动面的最低点。由于挡土牆都需有移动以滿足塑性状态的变形条件才能損毀，故这种假定是适用于挡土牆的。但庫倫並未規定这种变形条件。因而通常用这理論来計算側支撐上的主动土压力，而这側支撐並不滿足于变形条件，如挖坑內的支撐（見第32节）。由于发现計算結果与实际情况並不符合，許多有經驗的工程师都認為这个理論並不可靠，因此，必須強調指出，如果变形条件能够滿足，則庫倫理論也像結構工程上任何理論一样是适用的。

习 題

1. 第26节第2題的擋土牆上总土压力的作用点在牆底以上多少距离？

答：10.8呎。

2. 第26节第3題的两个綫荷重的作用假定可以分別考虑，試确定由于其中一个荷重而产生的土压力增值的压力中心位置。

答：距离牆底10呎，6.75呎。

第28节 粗糙接触面上的被动土压力

定义

广义言之，被动土压力一詞是指土体抵抗側压力产生位移的阻力。产生側压力的物体計有挡土牆的基础、板樁岸牆埋入土中部分的外側或圬工建筑像荷重弯拱的墩台等。这种物体也可能是一块土体，因为它支承着垂直荷重，因而产生水平压力。荷重基脚下的土壤就是这种情形。由于大多数土壤側支撐的穩定性和各种淺基的載重能力都是在一定程度上取决于被动土压力，故这种压力的計算問題在实用上特別重要。

土壤和产生側压力的物体之間的接触表面叫做接触面。庫倫計算粗糙接触面上的被动土压力是简单地假定滑动面是平面（見第69a和b两图）。这种假定所产生的誤差常偏于不安全。如果牆壁摩擦角 δ 很小，則滑动面事实上接近于平面，因而这种誤差也是可以容許的。但是如果 δ 很大，則这种誤差很大，因此也就不能应用庫倫的方法。

砂土的被动土压力庫倫理論

被动土压力的庫倫值可以用庫尔曼图解法来确定。除第65c图的坡綫 bS 必在水平綫以下繪成 ϕ 角而外，这种图解方法是和第26节所述的方法一样的。

牆壁摩擦角 δ 对被动土压力庫倫值的影响見第69c图。按照这个图解，土压力随牆壁摩擦角的增加而迅速增加。但是如果 δ 大于 $\frac{\phi}{3}$ ，則滑动面必然成为曲面（第64c图）。因此，由于庫倫的平面假定而产生的誤差增加很快。 $\delta=\phi$ 时，誤差可大至30%。故 δ 大于 $\frac{\phi}{3}$ 时，滑动面的曲度必須考虑。

凝聚性土壤的被动土压力

为了说明滑动面不是平面时被动土压力的确定方法，必须解决第70图提出的问题。图上 ab 是通过某接触面的剖面，这接触面推向理想的凝聚性土壤土体。土壤的抗剪强度由下式确定

$$s = c + p \tan \phi \quad (15.2)$$

土壤表面是水平的。牆壁摩擦角是 δ ，土壤和接触面之间的总附着力是 C_a 。实际的滑动面是 bde 。它是由曲线部分 bd 和直线部分 de 所组成。按第25节，等腰三角形 ade 内的土壤是处于被动郎肯状态。故垂直断面 df 上没有剪应力，这断面上的压力 P_d 作用在水平方向。它可以用(24.16)式来计算。土体 $abdf$ 上的作用力如下：土体重量 W ；压力 P_d ；沿 bd 的总凝聚力 C ；沿 ab 的总附着力 C_a ；沿 bd 的正向应力和摩擦力的合力 F ；以及被动土压力的正向分力和摩擦分力的合力 P_p 。

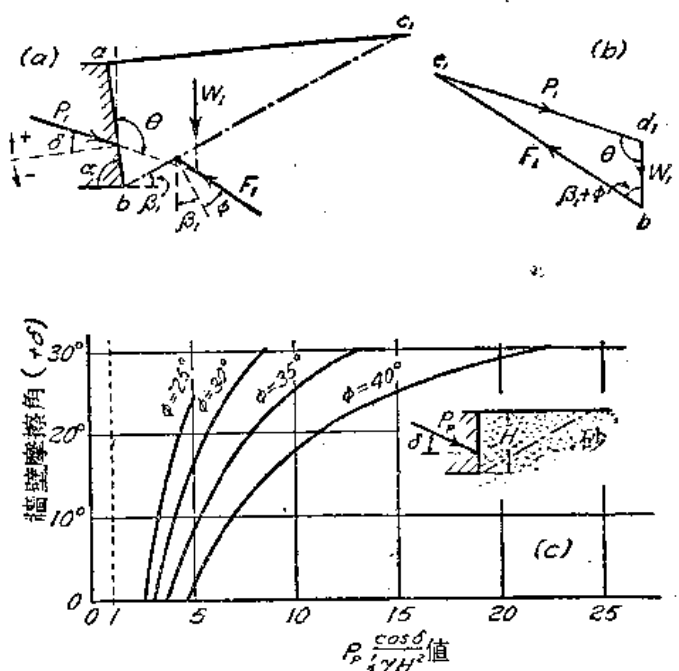
由于 P_p 的作用点未知，我们可以用第24节末的近似法，並以 P'_p 和 P''_p 两力代替 P_p 。这两力都和接触面上的法线成 δ 角。力 P'_p 和土体 $abdf$ 的重量及这重量所引起的摩擦力保持平衡状态。另一力 P''_p 和滑动面上的凝聚力及除重量以外其它力所引起的摩擦力保持平衡状态。力 P'_p 作用于 ab 的下面三分点处，力 P''_p 则作用于 ab 的中点。因已知各力的作用点和方向，故各力都可单独计算。这两力的合力就是总被动土压力 P_p 。

确定滑动面真实形状的各种方法是不适用于实用目的的。然而根据下列简单假定可求得足够精确的结果，即假定真实滑动面的曲线部分 bd 是一个圆弧或是一个对数螺旋线，对数螺旋线的方程式为

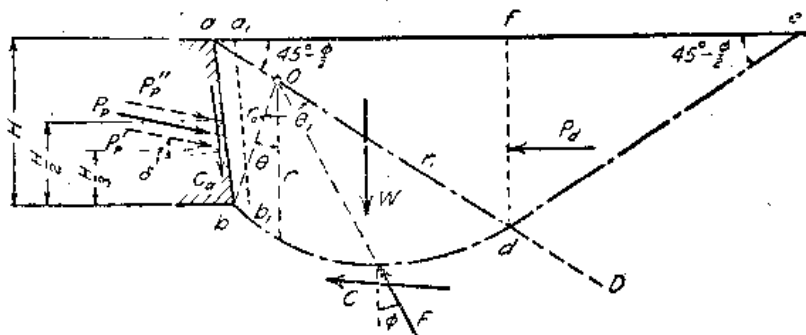
$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (28.1)$$

在以下数段中是假定滑动面的曲线部分为对数螺旋线。由于对数螺旋线和滑动面的直线部分 de 相切于 d ，故这对数螺旋线的中心 O 必在 aD 线上(第70图)， aD 线和水平线成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

角。按(28.1)式，对数螺旋线的每一半径都和它对数螺旋线上这半径和对数螺旋线的交点



第69图 (a)、(b)是被动土压力库伦理论所依据的假定；(c)计算被动土压力时所用的系数图解



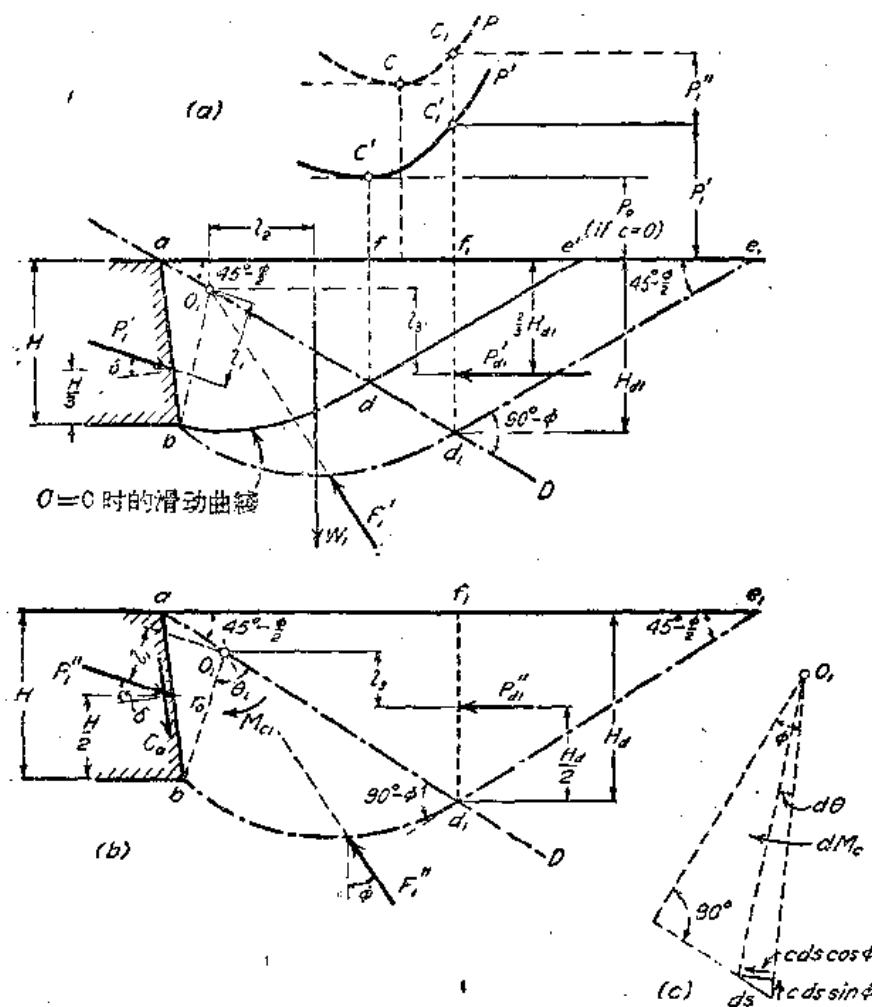
第70图 粗糙接触面上被动土压力理论的假定

角。按(28.1)式，对数螺旋线的每一半径都和它对数螺旋线上这半径和对数螺旋线的交点

处的法线成 ϕ 角，这点就是由于 ϕ 是内摩擦角，故滑动面任何单元上的正向应力和摩擦力的

合力 dF 也和这单元上法线成 ϕ 角，同时这合力的方向和这单元上的半径方向相重合。因对数螺旋线的每一半径都通过 O 点，故 bd 上的正向应力和摩擦力的合力 F 也通过 O 点。以下计算中就应用了这个事实。

为了计算 P'_p ($c=0$ 时的 P_p 值)，必须任意选择一个滑动面 bd_1e_1 (第71a图)，这滑动面是由中心为 O_1 的对数螺旋线 bd_1 和与水平线相交成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 角的直线 d_1e_1 所组成。沿这面上产生滑动所需的侧压力是 P'_{d_1} 。然后用下式求出作用于 f_1d_1 的下面三分点处的



第71图 确定被动土压力的对数螺旋线法

(a) 由于土重，而略去凝聚力的分力计算图；(b) 由于摩擦力和凝聚力，而略去土重的分力计算图；(c) 由于凝聚力的力矩计算图。

P'_{d_1}

$$P'_{d_1} = \frac{1}{2} \gamma H d_1^2 N_\phi$$

最后求 P'_1 、 P'_{d_1} 、 W_1 和 F'_1 各力对于 O_1 的力矩。因 F'_1 对 O_1 的力矩是零，

$$P'_1 l_1 = W_1 l_2 + P'_{d_1} l_3$$

故

$$P'_1 = \frac{1}{l_1} (W_1 l_2 + P'_{d_1} l_3) \quad (28.2)$$

按比例尺将 P'_1 值绘于 f_1 点以上，就得 c'_1 点。对其它任意选择的滑动面进行同样的计算，则通过 c'_1 各点可绘制曲线 P' 。如果土壤没有凝聚力($c=0$)，则被动土压力 P_p 的第二部分 P''_p 是零， P_p 值就是 P' 曲线上的最小纵坐标(就是 C' 点)。滑动面通过 d 点，这点位于 aD 上，在 C' 点的垂直下方。

如果土壤有凝聚力，则必须同时计算 P''_p ($\gamma=0$ 时的 P_p 值)。为了计算相当于任意滑动面 bd_1e_1 的 P''_p 值，必须考虑计算中所包括的各力(见第71b图)。 P''_{d_1} 值可在(24.15)

式中令 $\gamma=0$, $q=0$ 和 $H=H_{d1}$ 求得。故

$$P''_{d1} = 2cH_{d1} \sqrt{N_s}$$

这力的作用点在 $d_1 f_1$ 的半高处。沿曲线 bd_1 上凝聚力的作用可由长 ds 的单元来推求, 见第71c图。沿长度 ds 上的凝聚力是等于 $c ds$ 。 $c ds$ 对 O_1 点的力矩是

$$dM_c = rc \, ds \cos \phi = rc \frac{rd\theta}{\cos \phi} \cos \phi = cr^2 d\theta$$

沿 bd_1 上总凝聚力的力矩是

$$M_{c1} = \int_0^{\theta_1} dM_c = \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad (28.3)$$

力 F''_1 通过 O_1 点。对这点求力矩, 可得

$$P''_1 l_1 = M_{c1} + P''_{d1} l_2$$

故

$$P''_1 = \frac{1}{l_1} (M_{c1} + P''_{d1} l_2) \quad (28.4)$$

在第71a图中, 按比例尺将 P''_1 值绘于 C'_1 点以上得 C_1 点。因 P'_1 和 P''_1 是克服在同一曲面 $bd_1 e_1$ 上两部分抗滑力所需的力, 故 C_1 点的纵坐标表示在这曲面上产生滑动所需的总力。同样, 对于其它任意选择的滑动面可得其它的 P''_1 值, 通过 C_1 各点可绘制曲线 P 。曲线 P 的最小纵坐标就是被动土压力 P_p , 滑动面必通过 aD 线上直接在 C 点之下的一点, 该处曲线 P 与 ae_1 最接近。接触面上的总压力等于 P_p 和附着力 c_a 的合力。

真实滑动面曲线部分的形状是在圆弧和对数螺旋线之间。由于这两种曲线的形状差别很小, 故以圆弧或对数螺旋线代替真实曲线而引起的误差可略而不计。事实上, 近似法和正确法的比较结果指出, 用近似法计算所得的被动土压力至少是和用假定滑动面为平面的库伦法计算所得的主动土压力值同样精确。

以上研究是假定接触面附近的土体推过了 $a_1 b_1$ 位置, 见第70图。如果接触面的上部並不推过 $a_1 b_1$, 则滑动面在整个长度上为曲线, 且仅在滑动土体的下部进入被动即肯状态。如果接触面的下部不推到 $a_1 b_1$, 则该部附近的土壤並不进入塑性平衡状态。这时总被动土压力和它在接触面上的分佈是取决于接触面移动所受到的限制方式。

习 题

1. 试作 $\phi=36^\circ$ 的对数螺旋曲线。设 $\gamma_0=1$ 吋, $\theta=-30^\circ$ 至 270°
2. 垂直墙高 20 呎, 墙背接触面的墙壁摩擦角 $+20^\circ$, 墙背后填土是水平面的砂土。砂土的么重 112 磅/呎³, 内摩擦角 36° 。试用对数螺旋法, 计算这墙背上的总被动土压力。为了便于利用第1题已绘好的对数螺旋线, 应用描繪紙作成图解。比例尺採用 1 吋=10 呎。

答: 175,000 磅/呎。

3. 假定第2题中的滑动面是平面, 试求被动土压力。

答: 200,000 磅/呎。

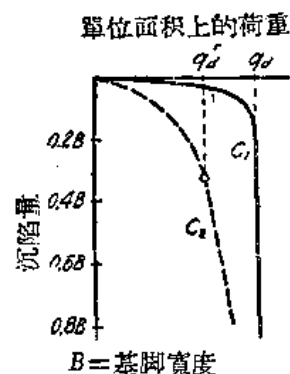
4. 如果第2题中除摩擦阻力外, 土壤还有凝聚力 500 磅/呎², 土壤和接触面之间的附着力也是 500 磅/呎²。试求接触面上的被动土压力 P_p 和它的位置。

答: 255,000 磅/呎, 牆以上 8 呎。

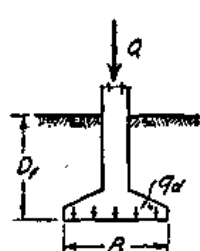
第29节 浅基脚的载重能力

基本假定

在土壤表面某一局限部分上施加荷重时,这表面就发生沉陷。沉陷量和单位面积上平均荷重的关系可由第72图的沉陷曲线来表示。如果土壤很紧密或坚实,则沉陷曲线和 C_1 曲线相似。这曲线的垂直切线的横坐标 q_d 就是这土壤的载重能力,如果土壤疏松或极软,则沉陷曲线和 C_2 相似,它的载重能力常不明确。这种土壤的载重能力通常是假定等于沉陷曲线变陡变直处的一点的横坐标 q_d' 。



第72图 基脚的荷重强度和沉陷之间的关系 (C_1 是紧密或坚实的土壤, C_2 是疏松或软的土壤)



第73图 連續淺基脚的断面

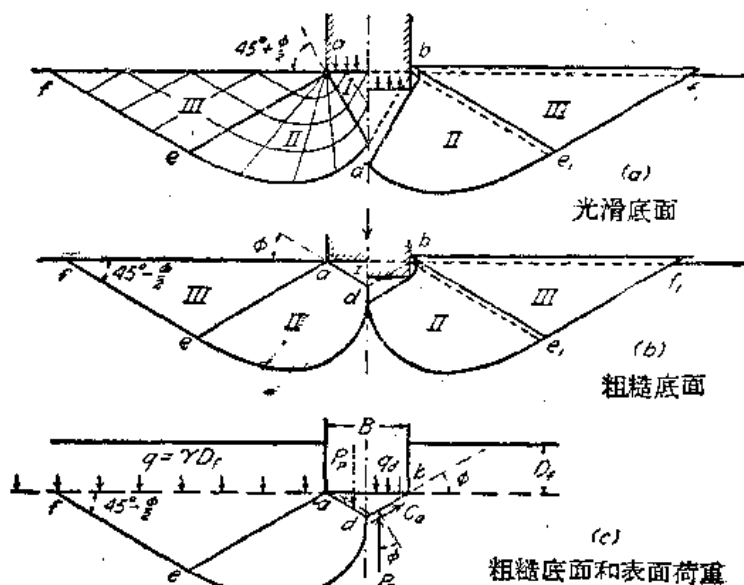
事实上,荷重是由基脚传递于土壤上,见第73图。基脚可能是长条长方形的連續基脚或常是正方形或圆形的扩展基脚。临界荷重就是基脚土壤损毁时連續基脚上的每单位长度荷重或扩展基脚上的总荷重。地面至基脚底面之间的距离叫做基础深度 D_f 。如果基脚宽度等于或大于基础深度 D_f ,则这种基脚叫做浅基脚。在计算浅基脚时,基脚底面以上的土重可用均匀分佈的表面荷重来代替。

$$q = \gamma D_f \quad (29.1)$$

这种代替方法可使计算简化。它所产生的误差很小,且偏于安全方面。

連續淺基脚下的塑性平衡状态

連續淺基脚下塑性平衡状态的数学研究曾得出以下的普遍结论。如果基脚底面完全光滑,则荷重土壤的损毁是由于组合曲线 $fede, f_1$ 以上土壤的塑流作用,见第74a图。这部分土壤分成五个区域,其中一个区域用符号 I 来表示,另两对区域各用 II 和 III 来表示。各区的受剪型见图左侧。I 区是主动郎肯区,II 区是被动郎肯区,这是由于这些区域内的受剪型和第23节的主动郎肯状态及被动郎肯状态相同。主动郎肯区的边界和水平线成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角,被动郎肯区的边界和水平线成 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 角。I 区和 II 区之间的 II 区是辐射受剪区,因为这区内组成受剪型的一组线是从基脚底面的外缘辐射出来。这些线是相



第74图 連續基脚下土壤损毁后塑性平衡区的边界

直的。另一組綫是类似于以基脚底面外緣为中心的对数螺旋綫。如果塑性平衡区内土壤的重量不考虑($\gamma=0$)，則輻射綫完全是直綫，而且同心綫都是真正的对数螺旋綫，見第74a图。如果考虑土壤的么重($\gamma>0$)，但 $\phi=0^\circ$ ，則輻射綫是直綫，同心綫是圓弧，这时基脚的載重能力如下式

$$q_d = (2 + \pi)c = 5.14c = 2.57q_u \quad (29.2)$$

式中 C 是凝聚力， q_u 是无侧限抗压强度。

塑流区内土壤的变形見第74a图右側所示。I区内的土壤在水平方向上扩展。II区内的土壤受到側向的压缩。它的表面上昇，並以基脚边为界成一銳緣，使人感到这土壤曾受到穿压作用。这种明显的穿压作用有时叫做边缘作用。

如果基脚底面是粗糙的，則土壤和基脚底面之間的摩擦力和附着力阻止側向的扩展。故 adb 区内的土壤仍在弹性状态，見第74b图。它的作用好像是基脚的一部分，它陷入土壤时有如楔体。由于这楔体垂直向下移动，故輻射受剪区内每一滑动曲面必在楔体的斜面上有一垂直切綫。这斜面本身就是輻射受剪平面，它和水平面成 ϕ 角。因此，如果是粗糙的基脚底面，則輻射受剪区的內边界並不和水平綫成 $(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 角(見第74a图)，但成 ϕ 角(見第74b图)。但这区内的受剪型和被动郎肯区III内的受剪型是和第74a图的相同。如果 $\phi=0^\circ$ ，則輻射受剪区内的滑动曲綫是圓弧，这时的載重能力如下式

$$q_d = 5.70c = 2.85q_u \quad (29.3)$$

基础陷入土壤时的土壤变形見第74b图右側所示。

連續基脚載重能力的近似計算方法

实际上基脚底面是粗糙的。故基脚下土壤的損毀見第74b图。現在还没有粗糙基脚載重能力的精确計算方法，但为了实用目的，祇需要近似的計算方法。近似計算方法所根据的事实是，除非楔形斜面 ad 和 bd 上的压力等于附近土壤的被动土压力，否則第74b图的楔体 adb 就不可能陷入土內。因此，它的載重能力可以用第28节方法估計。估計方法見第74c图，图上所示是寬度为 B 的連續淺基脚的断面。由于每一基脚的底面都是粗糙的，故基脚底面和滑动面 ad 与 bd 之間的土壤仍在弹性平衡状态，它的作用有如构成基脚的一部分。 ad 和 bd 两面和水平面成 ϕ 角。土壤的么重为 γ ，而且基脚底面以上的土壤是以連續的均匀分佈表面荷重每单位面积 γD_f 来代替。在損毀时， ad 和 bd 每一面上的压力就等于被动土压力 P_p 和凝聚力 C_a 的合力。由于滑动沿这两面发生，故总土压力和垂直于每一面上的法綫成 ϕ 角，因此它是在垂直方向。如果 adb 內的土壤重量不考虑，則基脚的平衡条件是

$$Q_d = 2P_p + 2C_a \sin \phi = 2P_p + Bc \tan \phi \quad (29.4)$$

故問題在于怎样去决定被动土压力 P_p 。

在 def 上产生滑动所需的被动土压力可分为两部分，就是 P_p' 和 P_p'' (見第28节)。 P_p' 是由于土体 $adef$ 重量而产生的阻力。 P_p' 的作用点位于 ad 的下面三分点处。被动土压力第二部分 P_p'' 的本身可分为两部分。第一部分 P_c 是由于凝聚力。它相当于第63b图的长方形 $abcd$ 。第二部分 P_q 是由于表面荷重 $q = \gamma D_f$ 。它相当于第63b图的长方形 cc_1d_1d 。因 P_c 和 P_q 两压力都是均匀分佈的，故它們的作用点是在第74c图的接触面 ad 的中点，就是相当于第63b图的 ab 的中点。

故在計算載重能力時可在(29.4)式中以 $P_p' + P_c + P_q$ 代替 P_p 。因此，

$$Q_d = 2(P_p' + P_c + P_q + \frac{1}{2} B c \tan \phi)$$

將以下符號代入上式

$$N_c = \frac{2P_c}{Bc} + \tan \phi$$

$$N_q = \frac{2P_q}{\gamma D_f B}$$

$$N_\gamma = \frac{4P_p'}{\gamma B^2}$$

得

$$Q_d = B(cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma) \quad (29.5)$$

式中 N_c 、 N_q 和 N_γ 叫做載重能力因數。它們都是無尺度的數值，僅取決於 ϕ 值。因此它們可以按第28節所述方法作一次計算便可以繪成圖解。第75圖的實線就是載重能力因數和 ϕ 值的關係。

利用第75圖，可以大大便利於載重能力 Q_d 的計算。由於 P_p' 、 P_c 和 P_q 各分力是分別計算的，而且相當於 P_p' 、 P_c 和 P_q 的滑動面並不和相當於總被動壓力 P_p 的滑動面相同，故所得結果僅是近似值。但它誤差很小，且偏於安全方面。

条形基礎，寬度 B

單位長度的基礎總荷重

$$\text{全部剪損: } Q_d = B(cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma)$$

$$\text{局部剪損: } Q_d' = B(\frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma')$$

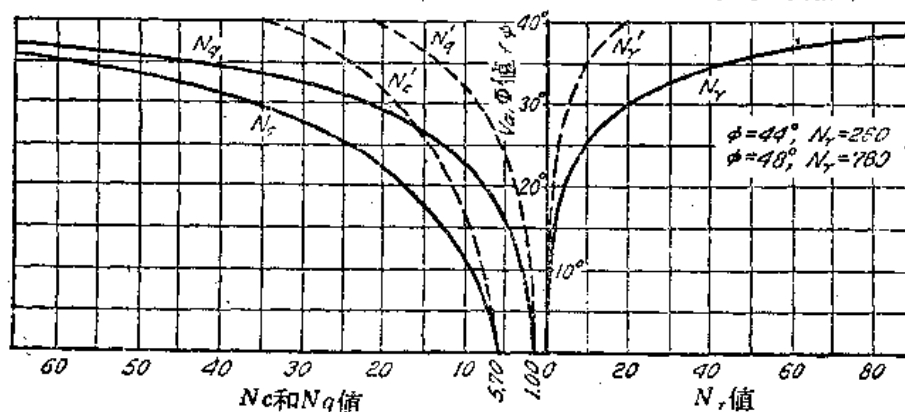
正方基礎，寬度 B

$$\text{總臨界荷重: } Q_{d_s} = B^2(1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma)$$



土壤自重 $=\gamma$

抗剪強度
 $S = c + \sigma \tan \phi$



第75圖 ϕ 值和載重能力因數的關係圖

除非土壤十分緊密或堅硬，它的沉陷曲線和第72圖的 C_1 相似，否則它不會像第74圖的損毀情形。不然的話，在土壤塑性平衡狀態延伸到 e 和 e_1 之外以前（第74圖），基礎必陷入地內，相應的沉陷曲線沒有顯著的破裂點（見第72圖的曲線 C_2 ）。在求這種土壤上的連續基礎載重能力 Q_d 近似值時可假定土壤的凝聚力 and 摩擦力等於庫倫方程式中的相應值的三分之二，或

$$c' = \frac{2}{3}c \quad (29.6a)$$

及

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi \quad (29.6b)$$

如果抗剪強度角是 ϕ 而不是 ϕ' ，則載重能力因數假定是 N_c' 、 N_q' 和 N_γ' 。這些數值和 ϕ 的

关系就是第75图的虚线。载重能力可从下式求得

$$Q'_c = B \left(\frac{2}{3} c N_c' + \gamma D_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma' \right) \quad (29.7)$$

經驗指出，即使地基上的荷重是均匀分佈的，但它常是傾斜損毀的。但是这种事实並不使前段的推論无效。傾斜損毀仅說明地基土壤並非完全均匀的。荷重增加时，地基土壤的軟弱部分的沉陷远較其餘部分迅速增加。由于傾斜，建筑物的重心移向軟弱部分，並增加这部分上的压力，而較強部分上的压力則減少。这些因素使得地基損毀时必然傾斜。

圓形基脚和正方形基脚的載重能力

前面所述都屬於連續基脚。对于圓形或正方形基底的擴展基脚的載重能力計算，甚至還沒有近似理論可以利用。对于半徑为 r 的圓形基脚在相当緊密或堅實土壤上的載重能力 Q_{dr} ，据試驗結果曾求得如下的半經驗方程式

$$Q_{dr} = \pi r^2 (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_\gamma) \quad (29.8)$$

$$\text{或} \quad q_{dr} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N_\gamma \quad (29.9)$$

对于在緊密或堅實土壤上的 $B \times B$ 正方形基脚，它的載重能力是

$$q_{ds} = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (29.10)$$

N 值可从第75图的实线的横坐标求得。如果 $c > 0$ ， $\phi = 0$ 和 $D_f = 0$ ，則可得載重能力如下

$$q_{dr} = q_{ds} = 7.4c = 3.7q_u \quad (29.11)$$

这值远較(29.3)式的 $q_d = 5.7c$ 为大。另一方面，如果 $c = 0$ 和 $D_f = 0$ ，則单位面积的載重能力 q_{dr} 远小于寬度等于圓形基脚直徑的連續基脚的 q_{ds} 。

如果地基土壤十分松或軟， N 值必須以 N' 代替， N' 值由第75图的虚线来决定，而且 c 值必須以(29.6a)式的 c' 来代替。

方程式和图解的实际应用

軟粘土上基脚的載重能力可用(29.3)式(連續基脚)或(29.11)式(正方形基脚)来决定。这些方程式中的 q_u 值是塑流区内粘土的平均无側限抗压强度。无凝聚性砂土或凝聚性砂土上基脚的載重能力可用(29.5)式(連續基脚)或(29.10)式(正方形基脚)来决定。这些方程式中的 N_c 、 N_q 和 N_γ 值視砂土的內摩擦角 ϕ 而定。根据第15节內所述数值，可估計 ϕ 值。如果 ϕ 值已选定，則 N_c 、 N_q 和 N_γ 的相应值可不必要任何計算而用第75图加以决定。

无凝聚性乾砂上基脚的最后載重能力可用下式来决定，

$$q_d = \gamma (D_f N_q + 0.5 B N_\gamma) \quad (\text{連續基脚})$$

$$\text{及} \quad q_{ds} = \gamma (D_f N_q + 0.4 B N_\gamma) \quad (\text{正方形基脚})$$

在这些方程式中， γ 是乾砂的么重。如果地下水水位从基脚底面下約大于 B 的深度处昇至砂土表面，則砂土的有效么重应变成它的浮么重 γ' 。按第12节，浮么重約等于 γ 的一半。故地下水水位昇高至地面可使基脚的載重能力約減少50%。

基脚底面上土压力的分佈

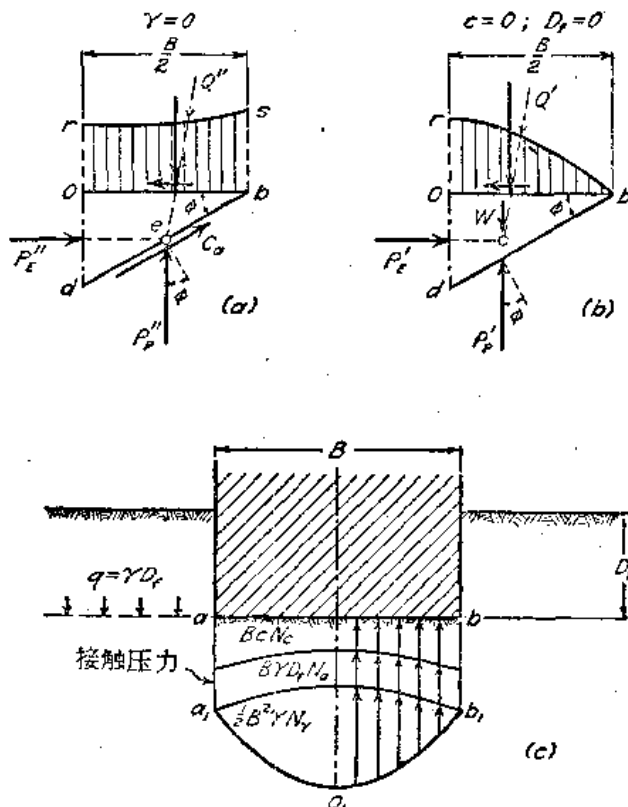
基脚底面上临界荷重 Q_d 的分佈是取决于土壤抗剪强度与正向应力之間的关系和基础深度 D_f 。它可以近似地用决定总被动土压力作用点的方法来决定(見第24节)。第76图表示这种方法，图上所示为 $\phi > 0$ 的土壤上面的連續基脚。

第一步决定 Q_d 中的 Q'' 部分的分佈， Q'' 仅是由于凝聚力 c 和表面荷重 γD_f 而产生。基脚

底面下的土壤重量假定等于零。斜面 db 上被动土压力的相应部分 P_p'' 是作用于 db 的中点, 見第76a图。同样地, 垂直面 Od 上的反作用力 P_p'' 是作用于 Od 的中点附近。故 P_p'' , P_p'' 和 c_a 三力实际上是同交于 e 点。为了保持平衡, Q'' 的作用线必通过 e 点。由于 Ob 上的附着力使 Q'' 倾斜, 故 Q'' 的垂直分力必作用在 Ob 中点的右侧, 因而基脚底面上的压力分佈必和 $Obsr$ 相似。根据(29.5)式, Q'' 的总值等于 $BcN_c + B\gamma D_f N_{q0}$ 。

第二步决定 Q_d 中的 Q' 部分的分佈, Q' 仅是由于基脚底面下土壤的重量而产生。由于在这步骤中假定 $c=0$ 和 $q=\gamma D_f=0$, 故被动土压力的相应部分 P_p' 是作用于 db 的下面三分点处, 見第76b图, 接触压力的分佈是和 Ob_p 相似。 Q' 的总值是 $\frac{1}{2} B^2 \gamma N_\gamma$ 。总临界荷重 Q_d 的分佈可由第76a 和 b 两图的两个部分压力分佈相加而得, 見第76c图。

推得第76c图的論点是假定土壤抗剪强度完全发生作用。因此, 如果基脚上的荷重小于临界荷重, 这个結論是不适用的。承载中等荷重的基脚底面上的压力分佈将于第37节論述。



第76图 地基損毀时連續基脚下接触压力的分佈
(a)基脚在无重量的凝聚性土壤上; (b)基脚在有重量的无凝聚性土壤上; (c)基脚在有重量的凝聚性土壤上。

习 題

1. 地基土壤的凝聚力 $c=400$ 磅/呎², $\phi=17^\circ$ 和 $\gamma=120$ 磅/呎³, 地基上的連續基脚, 寬8呎, 基脚深度6呎, 試求它的单位面积上的載重能力。地基土壤的荷重和沉陷量关系曲线和第72图的 c_1 相似, 抗剪强度和正向应力之间的关系是 $\tau=c+p \tan \phi$ 。

答: 11,000 磅/呎²。

2. 地基土壤是紧砂 ($\phi=37^\circ$), 土壤的自重 $\gamma=126$ 磅/呎³, 地基上有10呎見方的基脚, 如果它的基础深度为0、2、5、10及15呎, 試求它的单位面积上的載重能力。

答: 30,000; 45,000; 68,000; 106,000; 144,000 磅/呎²。

3. 載重板1呎見方, 放在无凝聚性的沉积砂土上进行載重試驗, 砂土自重为110磅/呎³。荷重——沉陷量的关系曲线在荷重为4000磅/吋接近于垂直切线。問砂土的 ϕ 值有多少?

答: $\phi=38^\circ$ 。

4. 載重板1呎見方, 放在紧密的无凝聚性砂土上进行載重試驗, 砂土自重为115磅/呎³。載重板放于无底盖的井圈中, 井圈四周填土深2呎。載重試驗时荷重达 12,000 磅发生損毀。如果在这同样地基土壤上, 放置5呎見方的基脚, 它的底面和載重試驗时載重板的底面在同一深度处, 試求这基脚底面上

每单位面积的破損荷重。

答：19,800磅/呎²。

5. 某建築物修建在 100 呎見方的筏基上。筏基在地基表面，地基土壤是均勻的軟粘土層，深 150 呎。如果在均勻分佈荷重 4500 磅/呎² 發生損毀，試求粘土的平均凝漿力 c 。因為塑性平衡區很深，故損毀前粘土的固結可不予考慮，並可假定 $\phi = 0^\circ$ 。

答：910 磅/呎²。

第30节 墩台和承樁的載重能力

定义

墩台是一座細長的方柱形或圓柱形圬工建築物，它可把荷重經過不良土層傳遞至較好的土層。承樁基本上是一根極細長的墩台，它通過下端把荷重傳遞至堅土層，或由表皮摩擦力把荷重傳遞至四周土壤。墩台或承樁的荷重和相應沉陷量之間的關係和基腳的關係極相似。荷重-沉陷量關係曲線以垂直切線或傾斜切線為漸近線，見第 72 圖。墩台或承樁上臨界荷重的定義是和基腳的載重能力相同的（見第 29 節）。

圓柱形墩台的載重能力

由於墩台的直徑較它的深度為小，故最少有荷重的一小部分是從墩台的四邊和周圍土壤之間的摩擦力和附着力所負荷。深度為 D_f 的墩台的臨界荷重 Q_d 可由下式表示

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D_f \quad (30.1)$$

式中 Q_{pr} 是圓形墩台底面上的臨界荷重， r 是墩台底面的半徑， f_s 是墩台和土壤之間的每單位接觸面的摩擦力和附着力的總和。

第 77 圖是這墩台的垂直斷面。除非墩台能至少使下面的一部分土體發生位移，墩台是不致損毀的。如果發生位移，土壤是在向外或向外又向上的方向上移動，如圖中曲線箭頭所示。位移的土壤受到墩台四周土體的重量 W 和這部分土體的內外邊界上的剪應力所抗阻。這些剪應力的大小是取決於土壤的壓縮性和其它各種因素。如果這些剪應力等於零，則 (30.1) 式的 Q_{pr} 值等於 (29.8) 式的 Q_{dr} 。由於剪應力的產生和它對載重能力的影響是極不一定的，所以最好是不予考慮，並用 (29.8) 式來計算 Q_{pr} 。它所产生的誤差是偏於安全方面，且經驗證明，這種誤差常是微小的。

(30.1) 式的右側第二項內有表皮摩擦力 f_s 。但 f_s 值甚至是用室內試驗的方法也不能近似地去決定。因此， f_s 通常系根據從現場觀測所得的經驗資料來估計（見第 57 節）。

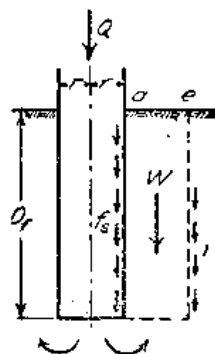
承樁的載重能力

由於承樁基本上是一根極細長的圓柱形墩台，故它的載重能力可以用類似於 (30.1) 式的方程式來估計。如果 Q_d 是承樁在靜荷重下貫入地下的阻力，則

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D_f = Q_p + Q_f \quad (30.2)$$

$Q_{pr} = Q_p$ 值叫做頂尖阻力， $2\pi r f_s D_f = Q_f$ 值叫做表皮摩擦力。如果 Q_p 大於 Q_f ，則這種承樁叫做頂尖樁。另一方面，如果 Q_p 相對地不重要，則這種承樁叫做摩擦樁。

承樁和墩台的主要不同點在於施工方法。墩台在施工前先挖土，但實心樁或下端包



第77圖 圓柱形墩台的斷面

有鉄壳的空心樁則藉打入法使土壤产生位移。在打樁时有时是用冲水或預先挖土机将承樁打入路徑上的部分土壤除去以便于把樁打入，但被除去的土壤体积較樁的总 体 积 为 小。

圓樁的頂尖阻力 Q_p 的下限值可用(29.8)式求得，正方形樁可用(29.10)式求得。这些方程式决定頂尖樁的載重能力。摩擦樁的載重能力視表面摩擦力 f_s 而定，見(30.2)式。根据室内試驗求得的承樁表皮摩擦力較墩台更不可靠，这是因为在打樁过程中土壤的部份位移或全部位移所产生的应力的計算已超出分析能力范围之外。故摩擦樁的載重能力 Q_d 仅能由現場的承樁載重試驗来决定，或者較为不精确地按 f_s 的經驗值来决定。各种主要土壤的 f_s 值見第56节。在广泛采用摩擦樁的城市中，从当地試驗求得的 f_s 經驗值是比较可靠的。

承樁公式

頂尖樁的載重能力 Q_d 是大致等于打樁机落錘冲击时土壤对于樁的迅速貫入的阻力 Q_{dy} 。如果已知落錘重量 W_H 和落下高度 H ，那么，最少可以从理論上根据落錘的最后几次冲击时樁的平均貫入深度 s 来估計 Q_{dy} ， Q_{dy} 叫做勁阻力。因此，有人曾經做了許多工作来根据这种見解計算載重能力。这些工作的結果就得到了承樁公式。承樁公式所根据的基本概念将于以下数段叙述。

落錘所做的功是 $W_H H$ ，又承樁在抵抗勁阻力 Q_{dy} 而增加貫入深度 s 时所需的功是 $Q_{dy} s$ 。如果落錘的全部功用于增加樁的貫入深度，則

$$W_H H = Q_{dy} s$$

故

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{s}$$

这就是約于1850年发表的僧佉承樁公式。由于落錘的一部能量变成热量和彈性变形，故这公式所得的值过大。

如果能量損失並不发生，則樁在落錘旁击下不仅貫入一真正距离 s ，而且还有--附加距离 c 。故

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{s + c} \quad (30.3)$$

威灵吞(1898年)曾經試圖根据他整理的經驗資料来求出 c 值。最后他得出的結論是，以落錘打樁时， c 值約等于1吋，以汽錘打樁时， c 值約等于0.1吋。由于他認識到他的估計不可靠，故他建議每一樁的許可荷重 Q_a 应不超过計算的最后荷重 Q_{dy} 的六分之一。如果 H 以呎計， s 以吋計，他求得

$$Q_a = \frac{1}{6} Q_{dy} = \frac{12}{6} \frac{W_H H}{s + c} = \frac{2 W_H H}{s + c} \quad (30.4)$$

这方程式叫做工程新聞公式。

为了求得(30.4)式的精确度，曾对任意选择的18个樁的真正最后載重能力 Q_d 和(30.4)式的許可荷重 Q_a 进行比较。真正載重能力是用承樁載重試驗来决定。試驗指出，这些樁的 Q_d 是在 $2Q_a$ 和 $12Q_a$ 之間。根据机率定律，100根或1,000根樁的 Q_d 值必在相当大的范围内。在少数实例中， Q_d 甚至可以小于 $1.0Q_a$ ，包括在設計荷重下樁的損毀。因此，許多工程师曾試圖求得更可靠的公式。其中几个公式将于以下各段論述。

如果把(30.3)式写成如下形式

$$W_H H = Q_{dy} S + Q_{dy} c$$

則顯然可知 $Q_{dy} c$ 是代表能量的損失。這能量損失的最小一部分是由于鄰近土壤和樁產生暫時彈性壓縮量 S_e 時所必需消耗的功。如果 Q_{dy} 是作用在柱的一端，則它所作的功等於 $1/2 Q_{dy} S_e$ 。雖然樁和柱並非完全相似，但假定 (30.3) 式中 $Q_{dy} c$ 至少約等於 $1/2 Q_{dy} S_e$ 是似乎正確的，故

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \quad (30.5)$$

如果已知樁和樁帽的尺寸和彈性，則可以至少是粗略地估計 S_e 值。本書作者曾就若干承樁公式做過這種估計。但是 S_e 也可以在現場上用鉛筆指向釘牢在樁上的記錄板來測定。約從 1910 年起，許多打樁人員會使用這個方法，並指出這方法十分成功。實測的 S_e 值是肯定地較計算值為精確。但是，雖然測到了 S_e 值，而由於 (30.5) 式並未考慮到打樁過程中的慣性力，所以這公式仍不能應用於所有情況下的各種承樁。

如果樁重 W_p 和錘重 W_H 的比值極小，則 (30.5) 式是精確的。但是如果樁重遠大於錘重，則錘落下時僅使樁頭產生變形，這好像是大岩石上被小石頭打擊時所產生的變形一樣。故如果 $\frac{W_p}{W_H}$ 值極大，則承樁之不能深入地下並不表示承樁有大的載重能力。這種事實可以粗略地予以考慮，就是把 (30.5) 式的右側乘以因數 $\frac{1}{1 + \frac{W_p}{W_H}}$ ，故

$$Q_{dy} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{W_p}{W_H}} = \frac{W_H H}{S + \frac{1}{2} S_e} \cdot \frac{W_H}{W_H + W_p} \quad (30.6)$$

這是較細致的承樁公式的一般形式。但是由於這種公式所根據的論證包含着在實用意義上為未知的各種任意假定，故即使是最細致的承樁公式仍很不精確，這是毫不奇怪的。事實上並沒有證據可以證明用任何承樁公式計算所得的載重能力較之用 (30.4) 式更為可靠。

在 (30.6) 式的導引中所存在的主要缺點，是在考慮比值 $\frac{W_p}{W_H}$ 對 Q_{dy} 的影響時是用隨意的方法。衝擊對於承樁貫入地下的影響，除了重量 W_p 和 W_H 以外，還取決於其他一些因素，但這個公式並沒有考慮到這些因素。為了減少這種相應誤差，近年來曾經企圖根據在圓錐上縱向衝擊的理論來導引承樁公式。從科學觀點而言，這種新法較老法大為改進，但這種研究仍在實驗階段，且尚未能確定它們是否能求得有實用價值的結果。故目前頂尖樁基礎的設計人員必須在兩種方法中進行選擇。他可以採用許多承樁公式中的某一公式，冒着較地基所需的樁數多打二或三倍的危險，或者他可以在現場上進行耗費大的承樁載重試驗。這兩種方法的選擇是取決於容許的時間及試驗成本和整個基礎成本之間的關係。

習 題

1. 橫斷面面積為 16×16 吋的混凝土樁，經過厚 65 呎的細砂和軟粘土的沉積層打入緊砂層中 2.5 呎。地下水水位在地面附近。細砂和軟粘土的浮重是 45 磅/呎³，緊砂在水中的內摩擦角是 35° 。試計算承樁的頂尖阻力。

答：114 噸。按載重試驗和拉力試驗，頂尖阻力是 115 噸。

2. 前題的樁用汽錘打入，錘重 $W_H = 4$ 噸，落高 $H = 2$ 呎。最後一擊下樁的貫入深度 s 是 0.056 吋。

按工程新聞公式，承樁的最后載重能力是多少？

答：616噸。由載重試驗，真正最后載重能力等于頂尖阻力(115噸)与表皮摩擦力(110噸)之和，亦即它等于225噸。

3. 第1題中的試樁在建築物擬建地区的另一地點上打入。除了在深度 65 呎處的砂土是松砂 ($\phi=30^\circ$) 而外，其它的地基土壤情况相同。試求承樁的頂尖阻力。

答：21噸(未进行載重試驗，但樁在錘击下很容易貫入砂土，因此決定在有松砂的整个地区上改变基础的型式)。

第31节 斜坡的稳定性

引論

斜坡內土体的損毀叫做滑动。它表示整个土体在損毀时的一种向下和向外的运动。

滑动可以在各种可能方式下发生，例如慢慢滑动或突然滑动，有明显的扰动或无任何扰动。滑动通常是由于挖方或在斜坡的底脚挖土而产生。但是有时它是由于土壤結構逐漸崩离，初有細微的裂縫，使土壤分成角形的碎块，而后发生滑动。在其它方面，它是由于在一些很透水的土层中的孔隙水压力增加，或由于斜坡內土壤因受振动而液化，見第49节。因为产生滑动的因素和过程是各色各样的，所以斜坡稳定的条件常和理論分析相应。因此，只有严格符合于本节各段所规定的条件时，根据試驗結果的斜坡稳定性計算才是可以置信的。而且还应常常記住，土壤中的各种未探得的不連續性(例如土体内的細微裂縫体系、原有滑动面的痕跡或积水砂土薄层)，可以使稳定性計算結果完全无用。

以下各段中渗透力是假定可以略而不計。渗透力对于稳定性的影响将在 第 42 节 叙述。

无凝聚性乾砂的斜坡

如果淨乾砂斜坡和水平面之間的角度 β 等于或小于砂土在疏松状态时的內摩擦角 ϕ ，則斜坡是稳定的，它和高度无关。斜坡的滑动安全因数可用下式表示：

$$G_s = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (31.1)$$

如果淨乾砂斜坡的坡角 β 大于 ϕ ，則不論斜坡的高度是多少，它都不可能存在。

由于天然土壤很少是完全无凝聚性的，故本节以后数段均系論述凝聚性土壤的斜坡。

均質凝聚性土壤的滑动的一般性質

凝聚性土壤的抗剪强度是

$$s = c + p \tan \phi$$

如果斜坡的高度略小于(24.8)式的 H_c ，則这种土壤在垂直坡度时至少可以在短時間內站住。如果斜坡的高度大于 H_c ，則除非坡角 β 小于 90° ，否則斜坡是不稳定的。斜坡的高度愈大，坡角 β 必須愈小。如果斜坡高度远大于 H_c ，則除非坡角 β 等于或小于 ϕ ，否則这斜坡必然損毀。

凝聚性土壤斜坡在損毀之前，一般是先在坡頂后面发生张力裂縫，見第78图。垂直七坡后面产生张力裂縫的力可用第62b图的三角形 ace 来表示。然后在裂口下面沿一曲面滑动，如第78图的实綫所示。滑动面的曲度半徑一般是在上端最小，中部最大，下端則介

于前两者之間。故这曲綫和橢圓形的弧很相似。如果斜坡損毀时的滑动面与斜坡相交于坡趾或坡趾之上(見第79a图)則这种滑动叫做斜坡損毀。另一方面,如果坡趾以下的土壤不能支承上面的土壤重量,則斜坡必沿另一滑动面損毀,这滑动面通过坡趾之下某一距离处。这种損毀叫做地基損毀,見第79b图。

在稳定性計算中,表示真正滑动面的曲綫是用圓弧或对数螺旋綫来代替。以上各种方法都像挡土牆問題假定滑动面为平面的庫倫假定一样,見第26节。以下所述仅用圓弧代替真正滑动面。

稳定性計算的目的

在工程应用上,稳定性計算是作为斜坡損毀后进行重新設計的基础,或是作为按照施工前規定的安全要求来选择坡角的基础。

在施工期間,挖土或填土的斜坡上常发生局部損毀。这种損毀表示土壤的最小抗剪强度平均值曾經估計过大。由于这种損毀就是大比例尺的剪力試驗,故它們是一个很好的机会来求得真正的最小抗剪强度,並可按損毀研究的結果来改变設計,以免工程的再度損毀。这种損毀的一般研究步驟是先用鉆孔或掘井来測定滑动面的位置,估計产生滑动或抗抵滑动的各部分滑动土体的重量,然后計算滿足土体稳定条件所必需的土壤平均抗剪强度 s 。

为了在未曾发生滑动的区域内設計一种斜坡,必須在施工前估計或确定土壤的平均抗剪强度 s 。抗剪强度的求法見第15节。在确定 s 值之后,可以根据斜坡必須滿足規定的安全要求的理論来选择坡角。显然地,祇有土壤情况容許依据土壤試驗結果求得极可靠的 s 值时,才能应用这个方法。

由滑动資料計算抗剪强度

依据坍塌資料确定土壤平均抗剪强度的方法見第78图。张力裂縫的深度 z_c 和滑动面的形状是在現場觀測确定了的。然后以半徑为 r 圓心为 O 的圓弧代替滑动面。依据平衡条件,得

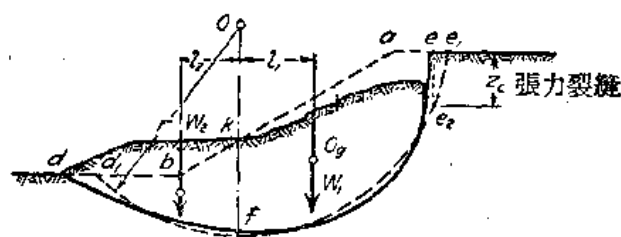
$$W_1 l_1 = W_2 l_2 + s r d_1 e_2$$

故

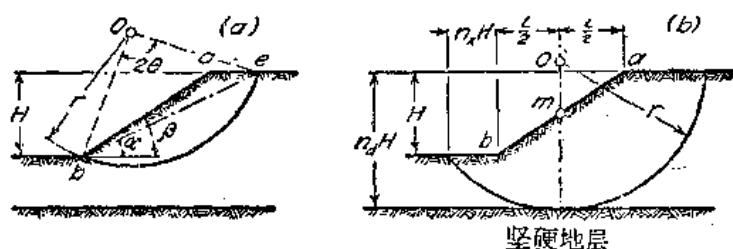
$$s = \frac{W_1 l_1 - W_2 l_2}{r d_1 e_2}$$

式中 W_1 是产生滑动的土体 $akfe$ 的重量, W_2 是抵抗滑动的土体 kbd_1f 的重量。

如果滑动面的形状甚至是近似地也不能用圓弧来代替,則必須按照以后所述的复式滑动面的方法予以修正。



第78图 斜坡損毀时的变形



第79图 (a)斜坡損毀时的临界圓位置;(b)地基損毀时的临界圓位置。

斜坡稳定性的研究步骤

为了研究已知抗剪强度的土坡是否稳定，必须确定滑动圆弧的直径和位置。这个圆叫做临界圆，它必须满足如下条件，即抵抗滑动的力矩和产生滑动的力矩的比值必须为最小。故这种研究是属于第26节库伦理论和第28节被动土压力理论的一类最大和最小问题。

临界圆的直径和位置确定后，斜坡的抗滑安全因数 G_s 可按下列关系来计算(见第78图)。

$$G_s = \frac{\text{抗滑力的力矩}}{\text{滑动力矩}} = \frac{W_1 l_2 + s r d_1 e_2}{W_1 l_1} \quad (31.2)$$

式中 r 是临界圆的半径， $d_1 e_2$ 是滑动面的长度。

像土体的被动土压力一样，斜坡的稳定性可用试算法或在简单情形下用分析法来研究。在用试算法进行研究时，先选择不同的圆弧，各代表不同的滑动面。然后用(31.2)式计算各圆弧的 G_s 值。最小的 G_s 值就是斜坡的滑动安全因数，它的相应圆就是临界圆。

由于分析法系依据大为简化的假定，故在实际情形中的斜坡很少能够用分析法来计算它的安全因数。但是用分析法来作为估计临界圆圆心位置和肯定滑动性质的准则是很有价值的。而且它可以用来判断斜坡是否一定安全，是否一定不安全，或是否稳定性有问题。如果稳定性有问题，则必须根据前段中所述方法计算斜坡的抗滑安全因数。

分析法是根据下列的假定：土壤在斜坡坡趾以下至某一水平面都是均匀一致的。在这平面上，土壤是一层坚硬土层，这坚硬土层叫做坚硬地层，滑动面不能穿过。斜坡的坡面是一个平面，它是在两个水平面之间，见第79图。最后，张力裂缝的削减作用是略而不计，这是因为它可以被惯常的安全范围抵偿。以下数段是研究结果的综述。

软粘土的斜坡

均质软粘土滑动面每单位面积的平均抗剪强度 s 约等于粘土的无侧限抗压强度 q_u 的一半。这 s 值就是凝聚力 c 。亦即

$$s = \frac{1}{2} q_u = c \quad (22.1)$$

如果已知 c 和斜坡的坡角 β ，则斜坡的临界高度 H_c 可用下式表示

$$H_c = N_s \frac{c}{\gamma} \quad (31.3)$$

式中稳定因数 N_s 是纯数值，它的大小仅取决于坡角 β 和深度因数 n_d (见第79b图)，深度因数是表示粘土在坚硬地层上的深度。如果斜坡上发生损毁，则临界圆常为坡趾圆，它通过斜坡的坡趾 b ，见第79a图。但是如果坚硬地层在水平面 b 以下的短距离处，则临界圆可能是坡面圆，它和坚硬地基相切，并和坡面相交于坡趾 b 以上。第79图上没有绘示这种损毁。如果发生地基损毁，则这种临界圆叫做中点圆，这是因为它的中心在通过坡面中点 m 的垂线上，见第79b图。中点圆是和坚硬地层相切。

斜坡的临界圆位置是取决于坡角 β 和深度因数 n_d 。斜坡的理论研究结果见第80图。从这图可知，坡角大于 53° 的斜坡，它的损毁都是沿着坡趾圆发生的。如果 β 小于 53° ，则损毁的型式是取决于深度因数 n_d ， n_d 值较小时，它还取决于坡角 β 。如果 n_d 等于1.0，则损毁是沿坡面圆发生。如果 n_d 约大于4.0，则不论 β 值多少，斜坡损毁是沿着切于坚硬地

层的中点圆发生。如果 n_d 值在 1.0 和 4.0 之间, 而且 N_s 和 β 所代表的点在第 80 图的阴影面积之上, 则损毁沿坡面圆发生。如果这个点在阴影面积内, 则损毁沿坡趾圆发生。如果这个点在阴影面积之下, 斜坡的损毁是沿着切于坚硬地基的中点圆发生。

如果已知坡角 β 和深度因数 n_d , 则相应的稳定因数 N_s

(31.3) 式, 可不必计

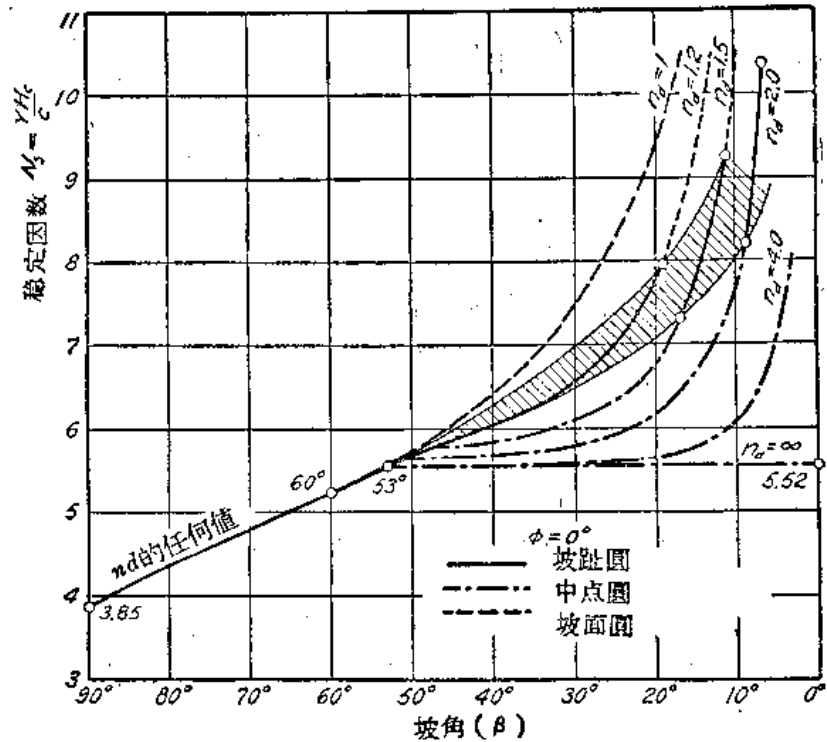
算而从第 80 图查得。从 N_s 值可确定斜坡的临界高度。

如果损毁沿坡趾圆发生, 则临界圆圆心的位置可由 α 和 2θ 两角来确定, 见第 79a 图。不同坡角 β 时的 α 和 θ 值见第 81a 图。如果损毁

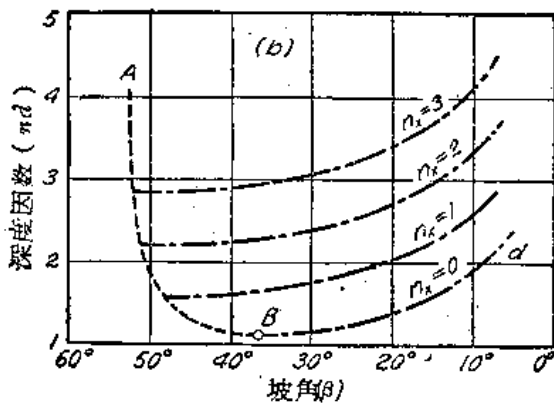
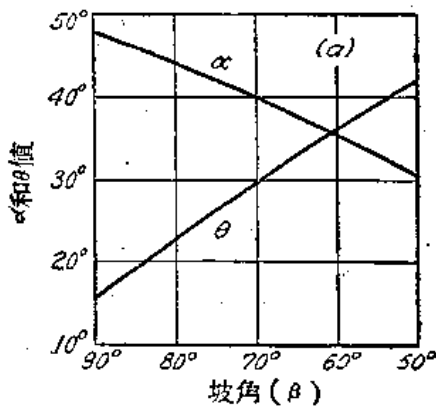
是沿着切于坚硬地层的中点圆发生, 则临界圆的位置可由坡趾至圆的水平距离 $n_x H$ 来确定 (见第 79b 图)。不同 n_x 和 β 值时的 n_x 值可从第 81b 图求得。

如果斜坡内的粘土是由数层不同平均凝聚力 c_1, c_2 等等的粘土层组成, 或者如果地面不规则 (见第 82 图), 则临界圆的圆心必须用试算法来确定。真正滑动面的最长部分显然必在最软的土层内。故试算时所用的圆也必须满足这个条件。如果其中的一层上部土层较软, 则由于滑动面的最深部分完全在软土层内, 故在相当深度处的坚硬地基不会在滑动范围以内。例如如果第 82 图的第二层的凝聚力 c_2 远小于下面第三层的凝聚力 c_3 , 则临界圆将和第三层的顶面相切, 而不和坚硬地层相切。

对于每个试算时所用的圆, 必须计算平均剪应力 t , 这个剪应力必须沿着滑动面作用着, 以便和滑动重量的力矩 W, l_1



第 80 图 无内摩擦力土料在不同深度因数 n_d 时坡角 β 和稳定因数 N_s 的关系



第 81 图 (a) $\beta > 53^\circ$ 时确定临界坡趾圆位置所用参数 α 及 θ 和坡角 β 的关系; (b) 不同参数 n_x 时坡角 β 和深度因数 n_d 的关系。

抵抗力之和必大于假定作用在水平方向的主动土压力 P_A 。滑动安全因数是等于各抵抗力之和与力 P_A 之比。选择 c 和 b 两点的不同位置,重复进行研究,直至求得滑动抵抗力最小的断面,即可求得它的相应最小安全因数。

习 题

1. 在水平的软粘土层内进行敞口挖方。挖方的两边和水平线成 30° 。原来地面下40呎是岩石。当挖方至深度25呎时发生损毁。如果粘土土重是120磅/呎³, 试问粘土的平均凝聚强度多少? 滑动面的性质如何? 滑动面和挖方底面的交点距坡趾的距离多少?

答: 500磅/呎²; 中点圆; 18呎。

2. 第1题的岩石面在原来地面下30呎。试问粘土的平均凝聚强度多少? 滑动面的性质如何?

答: 450磅/呎²; 坡趾圆。

3. 在软粘土中挖方至深度30呎。粘土土重114磅/呎³, 凝聚强度700磅/呎²。软粘土层下有一硬层, 它在原来地面以下40呎。试问可能发生损毁时的坡角 β 多少?

答: $\beta=69^\circ$ 。

4. 在软粘土中挖沟, 它的两边和水平线成 80° , 粘土土重120磅/呎³, 凝聚强度250磅/呎²。试问边坡坍塌前可以挖掘的深度多少? 滑动面和地面的交点距坡顶的距离多少?

答: 9呎; 8呎。

5. 粘土地基是由三层水平粘土层组成, 每层厚15呎。上中下各层的 c 值分别是600、400和3000磅/呎²。粘土土重115磅/呎³。挖方的边坡是纵一横三, 挖深至20呎。试求斜坡的抗滑安全因数多少?

答: 1.3。

6. 如果第4题的土壤除有凝聚力外, 它的内摩擦角为 20° , 试问挖沟至何深度可以不用支撑工事?

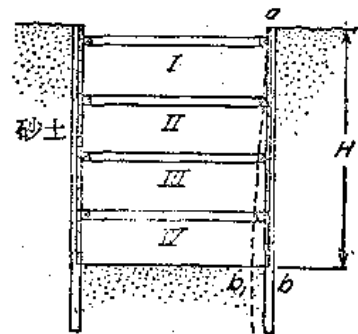
答: 14.2呎。

第32节 挖坑内支撑上的土压力

有支撑挖坑的变形条件

第85图是挖坑支撑的方法一种。一排 H -樁沿挖方的每一侧打入地基以下若干呎深度处。挖方向深处进行, 在 H -樁之间, 挖方的两侧以水平木板铺面, 木板直接支撑土壤。这些木板的两端嵌于 H -樁的内缘。挖方进行时, 樁的本身是由插入的钢铁水平横撑或木质水平横撑支撑。为了设计横撑, 必须知道土压力的大小和分布。

第23节曾指出, 土压力不仅取决于支撑土壤的性质, 而且也取决于施工中对于支撑自由移动所施加的限制。故研究挖坑内土压力的第一个步骤就是研究这些限制条件的性质。在安置第一排横撑“ I ”时(见第85图), 挖方仍然很少, 土壤内原来的应力状态事实上并未改变。故土体发生任何显著移动前, 第一排横撑是在它的适当位置上。当开挖到其次一排横撑 II 的高程时, 第一排横撑 I 的刚性防止了地面附近挖坑两侧土壤的水平移动。但挖坑外的土壤侧压力则作用在 H -樁上。在这个压力的作用, H -樁绕着最高一排横撑的高程处转动, 并向内移动。故第二排横撑的放置是在挖坑外土壤发生水平移动之前。挖坑深度增加时, 由于挖坑两侧的岸高增加, 故移动也增加。因此, 在挖方时, 垂直断面 ab 推进至



第85图 敞口挖坑内支撑上侧压力的变形条件

ab_1 (見第85图)。由于挖坑頂部的橫撑防止滑动楔体上部的伸展, 故土壤仅能像第58图那样地損毀。因此, 挖坑內支撑上的主动土压力不能用庫倫理論或郎肯理論來計算, 必須研究出一种考虑变形条件对損毀型式影响的計算方法。

前曾指出, 第85图中 ab_1 綫所表示的变形条件有着第58图所示的那种損毀型式。在第23节中並曾指出, 除非第85图的側支撑的下緣 b 的移动大于某一距离 bb_1 , 否則它不可能发生損毀。这个距离是取决于挖坑的深度和土壤的物理性質。在以下討論中, 我們假定这种变形条件是滿足的。这假定所依据的現場觀測以及必需的修改, 詳見第48节。

乾砂或已排水砂土中的挖坑

第86图所示为乾砂或已排水砂土中深度为 H 的挖坑的一側垂直断面。 H -樁 的最初位置为实綫 ab , 它的最后位置为虛綫 ab_1 。每单位长度挖坑內支撑上的土压力以 P_1 表示, 这土压力和高度为 H 的擋土牆上同类砂土的主动土压力 P_A 不同。由于第86a图的滑动楔体上部不能側向移动, 故滑动面和地面相交成直角 (見第58图)。真正滑动曲綫可以近似地用对数螺旋綫方程式来表示

$$r = r_0 e^{\phi \tan \phi} \quad (32.1)$$

对数螺旋綫的中心是位于通过 d 点的直綫上, 这条直綫和水平綫成 ϕ 角。由于側支撑的移动使楔体沿着支撑的背部向下移动, 故总土压力和水平綫成 δ 角。在本書范围以外的理論研究指出, 土压力的作用点是由滑动面的形状来确定, 反之亦然。如果滑动曲綫和第86图的 bd 相似, 那么, 理論指出支撑上砂土的压力分佈是大致为拋物綫, 見第58b图, 作用点的高程 $n_a H$ 是在 $0.45H$ 和 $0.55H$ 之間。这个理論結論曾由实地挖方的土压力測驗所証实。故在以下計算中是假定 n_a 为已知。

为了确定滑动面的位置, 先在挖坑的上緣附近水平面上选择一点 d_1 , 見第86b图。通过这点和坑岸的下緣 b , 以 $d_1 D_1$ 綫上的一点为中心, 繪对数螺旋綫 bd_1 。滑动面 bd_1 上的反作用力 F_1 通过中心 O_1 。繞 O_1 求各力矩, 得

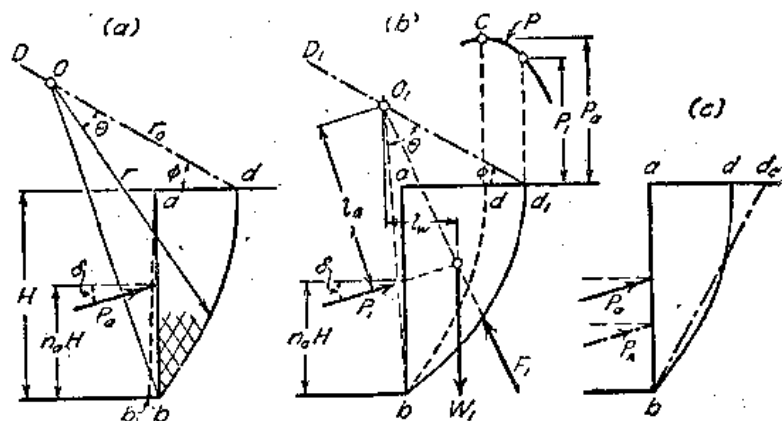
$$P_1 l_a = W_1 l_w$$

故

$$P_1 = \frac{W_1 l_w}{l_a} \quad (32.2)$$

通过 d_2, d_3, \dots , 繪对数螺旋綫 (图上未繪示), 並作同样的計算。在 d_1, d_2, \dots 各点上, 繪 P_1, P_2, \dots 等值作縱坐标, 于是得曲綫 P 。主动土压力 P_a 等于最大縱坐标, 就是相当于 c 点, 滑动面通过 d 点。承受最大土压力 P_a 的滑动楔体頂寬 ad , 常远小于相应的庫倫滑动楔体 abd_c 的頂寬, 見第86c图。

P_a 值在一定程度上是取决于 n_a 。它隨 n_a 值的增大而略为增大; 且常大于相应的庫倫



第86图 挖坑支撑上土压力的对数螺旋綫計算法

(a) 計算所依据的假定; (b) 滑动楔体上的作用力;
(c) 这滑动面和庫倫理論所假定的滑动面的比較。

值 P_A 。 $\phi=38^\circ$ 和 $\delta=0^\circ$ 时,若 n_a 值自0.45增至0.55,则 P_a 自 $1.03P_A$ 增至 $1.11P_A$ 。如果假定 $n_a=0.55$,则因此而引起的任何误差偏于安全,这是因为这值是曾由现场测验求得的最大值。 δ 角对于比值 $\frac{P_a}{P_A}$ 的影响很少。故为了初步估计起见,可以足够精确地假定

$$P_a = 1.1P_A \quad (32.3)$$

下一步的研究就是确定各根横撑上的压力。挖坑内支撑上的侧压力分布是大致为抛物线,见第58b图,但在某一挖坑内从一个断面到另一个断面这种分布是和统计平均情况有些差异的,这是因为土壤情况和施工的具体程序有所不同。因此,对于某一 P_a 值,各根横撑在某一高程上的压力是不同的。任何一排横撑所必需抵抗的最大土压力的估计方法详述于第48节。

软粘土中的挖坑

软粘土的 ϕ 值等于零,(32.1)式便成为半径 $r=r_0$ 的圆的方程式。由于这圆必和地面相交成直角,故它的中心必在地面上。 P_a 的计算方法可求滑动楔体上各作用力绕圆心的力矩。滑动楔体的重量产生滑动力矩。抵抗滑动的力矩是等于沿滑动面上作用的凝聚力的力矩和总土压力 P_a 的力矩之和。在这种粘土的挖坑中进行现场测验的结果指出, n_a 值为自0.4至0.55,相应的侧压力分布像砂土一样是大致为抛物线。在一根单独横撑上的最大土压力的估计方法详见第48节。

软粘土中挖坑坑底的隆昇

在软粘土中挖坑必须考虑坑底可能因隆昇而损毁,因为挖坑以外的粘土土体重量可使坑下的粘土向开挖处移动。软粘土中挖坑的横断面见第87a图。挖坑的宽度为 B ,深度为 H 。挖坑坑底标高处的两个条形地区 a_1b_1 和 c_1d_1 承受着上面粘土土体的重量。如果这个重量等于这个条形地区的载重能力,则挖坑坑底标高以下的粘土进入塑性平衡状态。由于横撑防止粘土土体的横向移动,故沿着这两个条形地区 a_1b_1 和 c_1d_1 的粘土抗剪强度使这条形地区下面的粘土不能在水平方向上铺展。因此,条形地区 a_1b_1 和 c_1d_1 有如粗糙底面的基脚。荷重条形地区下面的弹性平衡区的边界必和水平线成 ϕ 角,见第74b图。但由于 $\phi=0^\circ$,故没有弹性平衡区。辐射剪力区是由荷重条形地区开始,并延伸到被动郎肯区的边界,这边界和水平线成 45° 角。故塑性平衡区必定具有像第87a图所示的特性,这个区的总宽度是 $B + \sqrt{2}B$ 。由(29.3)式,条形地区的载重能力为 $q_d = 5.70c$ 。

在挖坑一侧向下移动的土体重量为 $\frac{1}{2}\sqrt{2}B\gamma H$ 。由于沿垂直面 dd_1 上的凝聚力 cH 阻止这种向下移动,故 c_1d_1 上的总荷重 P 是

$$P = \frac{1}{2}\sqrt{2}B\gamma H - cH$$

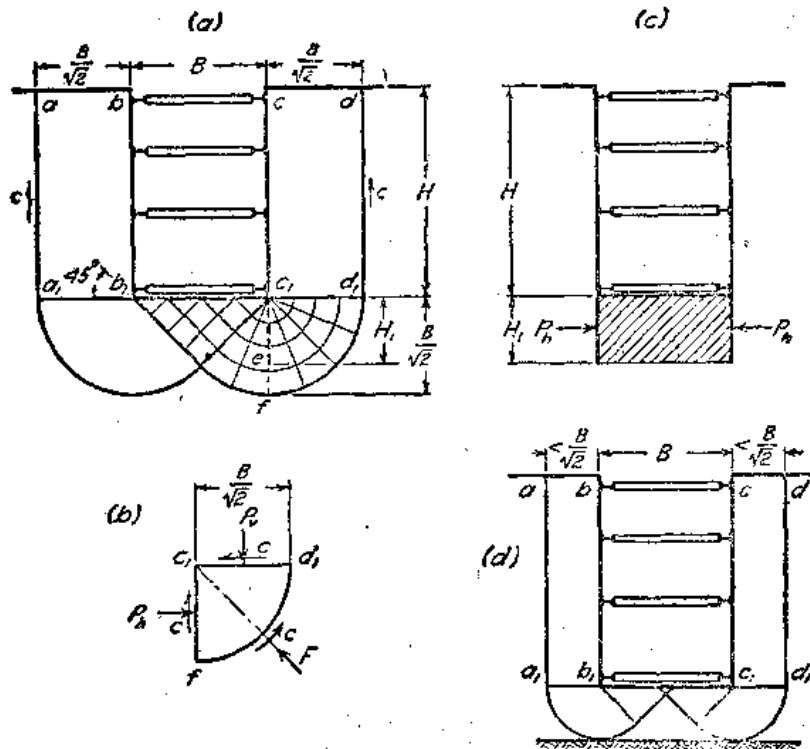
c_1d_1 上的荷重强度是

$$p_v = \gamma H - \frac{\sqrt{2}cH}{B} \quad (32.4)$$

为了避免危险,防止坑底隆昇的安全因数至少应为1.5。故(32.4)式的压力 p_v 不可超过 $\frac{q_d}{1.5} = 5.7c/1.5 = 3.8c$ 。

如果板桩伸入坑底以下某一距离 $c_1f = \frac{1}{2}\sqrt{2}B$,则根据楔体 c_1d_1f 的平衡条件可以计算板桩埋入部分沿挖坑轴线每单位长度的水平压力(见第87b图)。绕 c_1 点求力矩,得

$$p_h \frac{\frac{\sqrt{2}B}{2}}{2} - \frac{\frac{\sqrt{2}B}{4}}{4} = p_v \frac{\frac{\sqrt{2}B}{2}}{2} - \frac{\frac{\sqrt{2}B}{4}}{4} - c \cdot \frac{2\pi \frac{\sqrt{2}}{2} B}{4} \cdot \frac{\frac{\sqrt{2}B}{2}}{2}$$



第87图 軟粘土中挖坑坑底的穩定性

(a)无硬层阻止粘土流动时的稳定条件; (b)楔体 c_1d_1f 上的作用力; (c)板樁伸入坑底以下的挖坑断面; (d)坑底下不远处有硬层时的稳定条件。

故

$$p_h = p_0 - \pi c \quad (32.5)$$

因而板樁上的总压力 P_h 是

$$P_h = (p_0 - \pi c) \frac{\sqrt{2}}{2} B \quad (32.6)$$

如果板樁仅伸入 c_1 点以下深度 H_1 , 则压力 P_h 的一部分由板樁承受, 另一部分由佔据空間 ef 的土壤来承受, 見第87a图。如果 H_1 約大于 c_1f 的 $\frac{2}{3}$, 则板樁的刚性使 ef 上的大部分压力由于弯拱作用而传于板樁上, 見第33节。故板樁上的总压力仍可近似地由(32.6)式求得。如果 H_1 約小于 c_1f 的 $\frac{2}{3}$, 则(32.6)式的 $\frac{1}{2}\sqrt{2}B$ 可用 $1.5H_1$ 来代替。荷重 P_h 可以假定是均匀分佈于板樁的埋入部分。

第87c图所示阴影面积的粘土土体的无侧限抗压强度 $2cH_1$ 和板樁埋入部分的抗弯强度, 抵抗着水平荷重 P_h 。故板樁必須能够抵抗 $P_h - 2cH_1$ 的荷重。否則板樁将因弯曲而損毀, 坑底就隆昇。

如果板樁的下端打入硬层, 则板樁的效用在两方面增加。板樁下端的支承作用使它的埋入部分的最大撓曲力矩約减少到下端自由移动时的 $1/4$ 。而且, 由于附着力把重量传递到板樁上, 第87a图中断面 c_1d_1 上的垂直荷重减少了。如果板樁的頂尖阻力大于附着力, 则所减少的荷重等于粘土和板樁之間的附着力。如果板樁的頂尖阻力小于附着力, 则所减少的荷重等于頂尖阻力。

如果硬层位于挖坑坑底下不远处(見第87d图), 则塑性平衡区的下边界必和硬层的頂面相切。但受剪型的一般性質仍不变。由于塑性区的深度受着不深处的硬层所限制, 故构成挖坑两侧上表面荷重的土体 aa_1b_1b 的宽度小于 $\frac{1}{2}\sqrt{2}B$ 。但是沿 aa_1 的抗剪强度

和第87a图上沿 aa_1 的抗剪强度相同，故第87a图中 a_1b_1 上的垂直荷重强度小于第87a图中的荷重强度，因此挖坑坑底隆升的可能性也减少。

习 題

1. 在无凝聚性砂土中挖坑，坑深30呎，砂土自重 $\gamma=115$ 磅/呎³， $\phi=30^\circ$ 。假定 δ 值是零。压力中心在坑底上16呎。試用对数螺旋綫法决定挖坑的側支撐上的总压力 P_a 。並决定庫倫值 P_A 。

答：18,400, 17,300磅/呎。

2. 在粘土中挖坑，坑深40呎，粘土的自重127磅/呎³，凝聚力635磅/呎²。假定 ϕ 和 δ 值为零。支撐上总土压力的作用点在坑底上18呎。試求总土压力。

答：59,700磅/呎。

3. 在軟粘土中挖坑，坑深36呎，坑寬50呎，粘土自重 $\gamma=114$ 磅/呎³，凝聚力 $c=300$ 磅/呎²， ϕ 值是零。如果板桩不伸入挖坑坑底之下，向坑底隆升的安全因數是多少？如果板桩伸入挖坑坑底之下10呎，板桩牆每呎长度的断面模数为46.8呎⁴，向坑底隆升的安全因數多少？假定橫樑位于坑底，粘土的抗压强度是600磅/呎²，鋼板桩受力至它的屈伏点36,000磅/呎²。

答：0.45, 1.12。

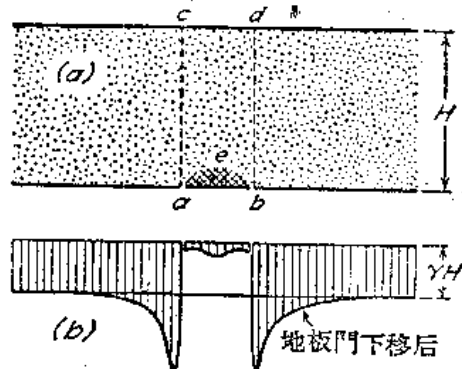
第33节 土壤內的弯拱作用

第85图所示側支撐上的土压力約在挖坑側的半高处为最大。但是如果把在半高处支撐土壤的一些水平木板移去，若土壤有一些凝聚力，則挖坑兩側的暴露部分仍旧是稳定的。为了解釋这个事实，我們必須假定原为已移去木板所承受的压力現在是传递到其它未移去的木板上。这种压力传递現象叫做弯拱作用。

弯拱作用的主要特点可用第88a图的試驗來說明。把一层自重为 γ 的无凝聚性乾砂放在有地板門 ab 的平台上。地板門上装有秤盘（图上未繪示），以測度地板門上的压力。砂层深度 H 較地板門的寬度 B 大数倍。

当地板門处在原来位置时，地板門上和它附近平台上的压力等于每单位面积 γH 。但当地板門向下移动时，門上的压力即較之原来压力大为减小，而門附近的平台上压力則增加。这是由于在可移动地板門上的砂土柱体在下落时受到兩側边界 ac 和 bd 上的抗剪强度抵抗。

理論以及隧道的試驗結果和經驗指出，可移动的板門上的最后压力实际上是和砂层深度 H 无关。它並不超过尺寸大致为第88图中阴影面积 abe 的砂土重量。因此，如果砂土稍有凝聚力，則地板門可完全移除，砂土不会由这空洞漏出。



第88图 (a)研究在水平平台可移动地板門上的砂层內弯拱作用的設備；(b)地板門稍向下移动前后，平台及地板門上的压力。

第五章 沉陷和接触压力

第34节 緒 論

沉陷研究的目的

沉陷是指建築物由于下面土壤的压縮和变形所引起的下沉。

房屋或其它建筑物的构架工程设计，除少数例外而外，都是根据建筑物位于不沉落基础底面上的假定。事实上，建筑物的重量都可使下面的土壤压缩和变形，因此设计的假定总是不能严格符合的。如果建筑物的基础底面仍然是平面，则由于此时构架工程中的各种应力没有变化，故沉陷并无关系。另一方面，如果建筑物的重量使荷重面发生弯曲，则建筑物的基础底面也弯曲，整个建筑物的构架工程就发生歪扭。这种由歪扭作用所产生的附加应力，在上层建筑物设计中并未考虑到。但在许多事例中，这种附加应力十分重要，因为它可以损毁房屋的外形，或产生永久的和不能补救的损害。

由于土壤力学性质的复杂性以及层次的扰动作用，房屋的沉陷仅在特殊情形下才可以精确地预估。但是，沉陷现象的理论分析结果至少可使工程师认识到决定沉陷的大小和分佈的因素。这些因素的知識可构成在地基设计中使施工經驗变成半經驗法則的先决条件(見第53节)。

沉陷问题的理论研究

选择沉陷问题的理论研究方法必须依据地基土壤的力学性质和层次的性质。如果拟建建筑物是在一层或数层极可压缩的土壤上，这些极可压缩的土壤在比較不可压缩的土层(如砂土层)之下或被这些土层分开，则沉陷仅取决于软土层的物理性质和这些软土层上垂直压力的大小和分佈。經驗指出，根据房屋下的地基土壤是完全弹性与均匀一致的假定，可以足够精确地计算这个垂直压力。

同样，如果建筑物在十分均匀的地基土壤上，则根据地基土壤是完全弹性的假定，可以估计在水平断面上垂直应力的的大小和分佈。但是，所有其它应力的大小和分佈是和同样荷重下完全弹性的地基土壤极不相同的；而且，土壤的应力——应变关系的确定一般是不实用的。因此，必须用半經驗方法来研究荷重强度、沉陷和荷重面积之间的关系。

接触压力的计算

在设计人员选定了不均匀沉陷量不是大到足以使土层建筑物损毁的基础之后，他就应进行基础工程的设计。设计时应计算传递房屋重量至地基土壤的基础(如基脚或筏基)的挠曲力矩和剪应力。作用于基脚或筏基底面上的压力叫做接触压力。

有些基础底面上的接触压力的分佈，类似于由各向同性的弹性地基所支承的相同基础底面上的接触压力的分佈。而且，如果地基是粘土，则接触压力的分佈可能随时间而大大改变。为了简化设计，基脚的挠曲力矩计算一般是根据基脚位于均匀分佈的弹簧床上的假定。设计方法詳見第37节。經驗指出，这方法在实用上常够精确。故设计人员仅需熟悉土壤种类和压力分佈性质之间的一般关系。如果计算的壓力分佈和实际的壓力分佈差別較大並且偏于不安全方面，則增加安全因数以消除危險。

第35节 荷重面积下土壤的垂直压力

鮑沁納斯克方程式

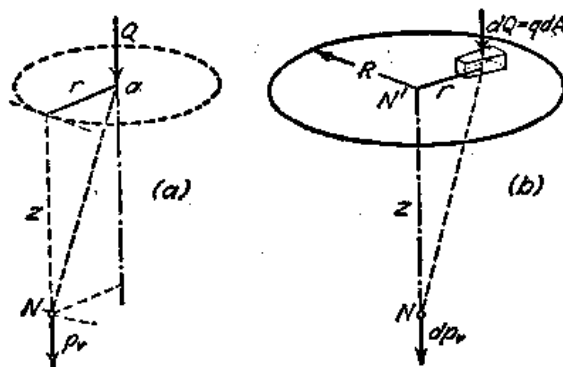
在任何固体物体的水平表面上施加一垂直的集中荷重，则在物体內每一水面上产生一组垂直应力。显然，不必计算，我們就知道，荷重土壤內任何水平断面的垂直压力强度是从直接在荷重下面的一点为最大值逐渐减小至离这点极远处为零。这种压力分佈可以用鐘形和圓屋頂形空間来表示，見第92b图。由于荷重所引起的垂直压力是在向下方向传佈，故任何水平断面上的最大压力(也就是相应的鐘形压力空間的最大高度)随着荷

重面下深度的增加而减少。但是，为了满足平衡条件，任何水平断面上的压力总增加值必须等于所加荷重。所以，随着地面下深度的增加，压力钟形变低和放宽。

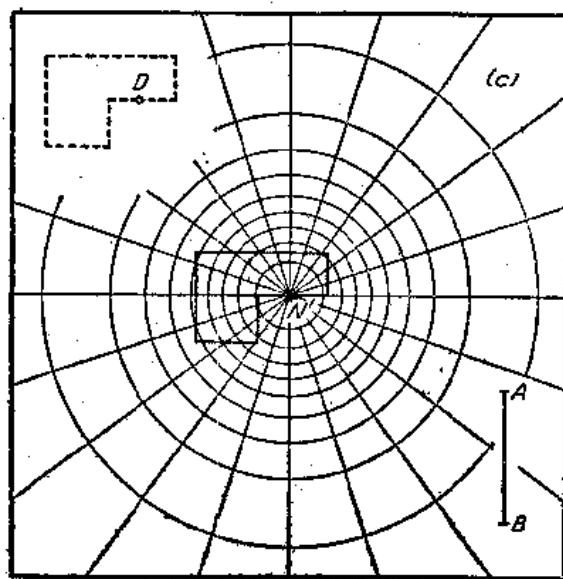
理论和经验都指出，压力钟的形状是和荷重地基土壤的物理性质没有多大关系的。故处理实际问题时，是习惯地而且适当地根据荷重土壤是弹性，均匀一致和各向同性的假定来计算这些应力。根据这些假定，作用于无限土体的水平表面上的垂直集中荷重 Q (见第89a图)，可以在土体内的 N 点产生垂直压力的大小是

$$p_v = \frac{3Q}{2\pi z^3} \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right\}^{5/2} \quad (35.1)$$

式中 z 是 N 点和土体表面之间的垂直距离， r 是 N 点和荷重作用线之间的水平距离。



第89图 (a)点荷重 Q 在半无限固体内 N 点所引起的垂直压力强度；(b)圆形面积上每单位面积荷重 q 在这面积中心下 N 点所引起的垂直压力；(c)应用势力图解计算垂直压力的说明。



(35.1)式是鲍沁纳斯克方程式的一个应力方程式，它决定 N 点的应力的全部状态，见第89a图。但是，和垂直压力 p_v 相反， N 点的其它大部分应力分力是取决于荷重土壤的应力——应变特性。因土壤并不是弹性的和均匀一致的，故鲍沁纳斯克的其他应力方程式并不适用于土壤内应力的计算。

荷重面积下水平断面上的压力分布

在计算房屋下面土壤的垂直压力时，通常假定房屋是完全可挠曲的。如果在极大土体的表面面积上支承着均匀分布的、完全可挠曲的荷重，它的强度是 q ，则在土体内任何点 N 的垂直压力强度，可以把荷重面积分成许多微小部分 dA 来计算(见第89b图)，每一微小面积上所支承的荷重是

$$dQ = qdA$$

这个荷重可作为集中施加在微小面积 dA 的重心。由(35.1)式，每一集中荷重可在 N 点产生一垂直压力为

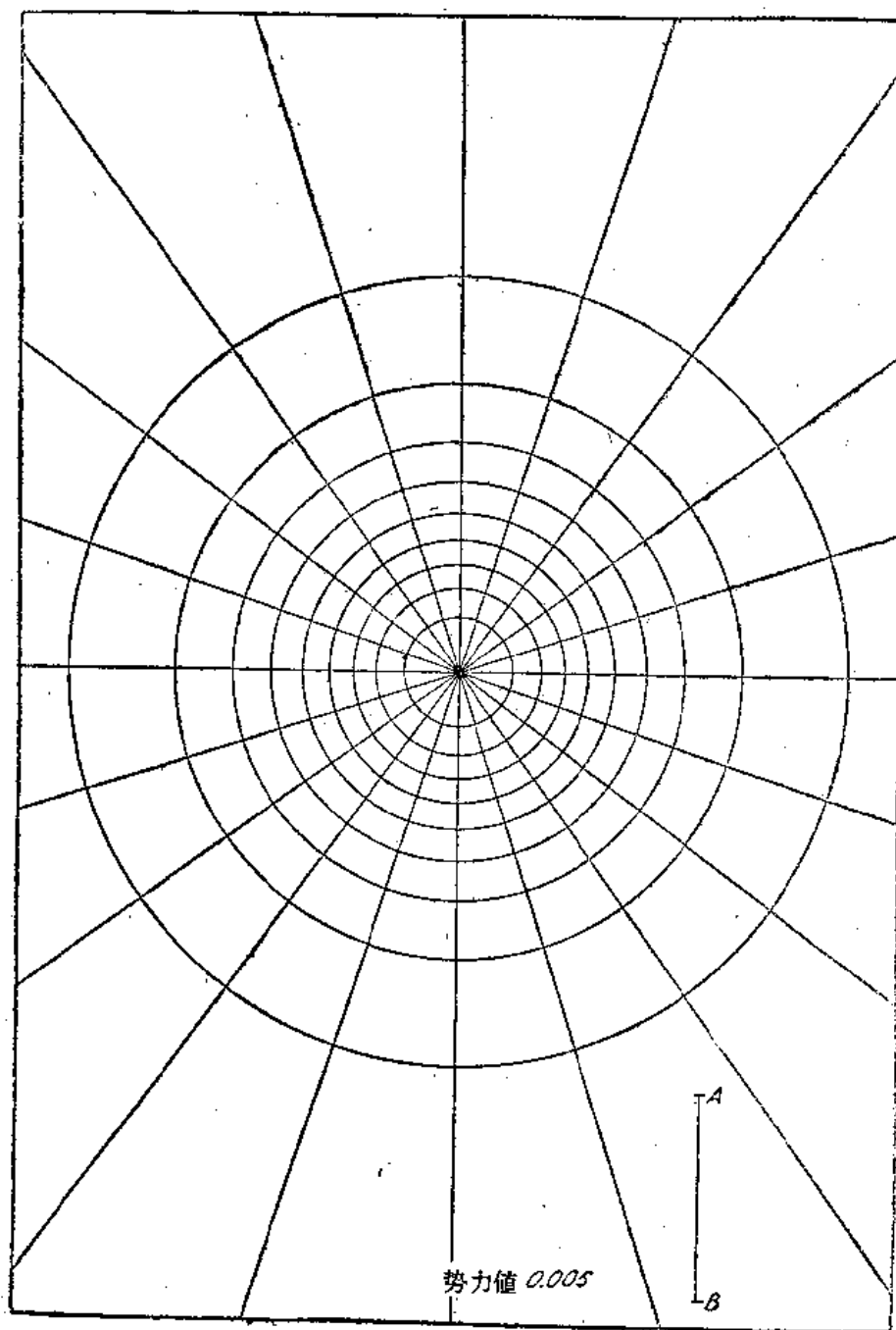
$$dp_v = \frac{3q}{2\pi z^3} \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right\}^{5/2} dA \quad (35.2)$$

按荷重面积积分(35.2)式，则可计算整个荷重在 N 点所引起的垂直压力强度。例如，如果

N 点在荷重面积中心 N' 以下深度 z 处, 荷重面积是圆形, 它的半径是 R , 则垂直压力是

$$p_0 = q \left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right) \quad (35.3)$$

如果单位荷重 q 分佈在非圆形的面积上, 则在面积下深度 z 的任一点 N 的垂直压力 p_0 可以简捷地用第90图上的图解来计算。这图解代表着在地面上的一组曲线。它绘制时所依据的比例尺是距离 AB 等于深度 z 。 N 点直接在同心圆的中心之下。这图解是这样绘制的, 就是在两条相邻半径线和两个相邻圆周之间的任何一个最小面积上分佈着的单位荷重 q , 使在 N 点处产生压力 $p_0 = 0.005q$ 。故每一最小面积就是 N 点处应力 p_0 的势力面积, 它的势力值是0.005。



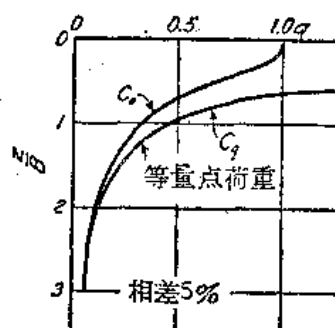
第90图 垂直压力的势力图解

为了说明图解的应用, 今计算第89c图的平面图上在房屋D点下深度50呎处的 p_0 值。房屋的重置在它所占的面积上所形成的均匀分佈荷重为3000磅/平方呎。计算的第一步就是在透明纸上绘一房屋的平面图, 它的比例尺为图解上的距离AB等于50呎。其次将透明纸放于这图解上, 使D点直接在图解上N'点之上, 并计算荷重面积的外边界所包围的势力面积的块数。这例中, 势力面积的块数是31.5, 故D点以下深度50呎处的应力 p_0 是 $31.5 \times 0.005 \times 3000 = 473$ 磅/平方呎。在同一深度处任何其它点的应力 p_0 亦可用同一步骤来计算, 就是移动透明纸, 使新的点在N'点之上。为了确定不同深度 z_1 处的断面上的应力, 可用不同的比例尺使深度 z_1 等于这图解上距离AB。

沿深度的压力变化

在均匀分佈荷重下, 沿任何垂直线上的垂直压力强度随地面下深度 z 的增加而减少。故如可压缩土层极厚, 则这土层的垂直压力必自顶面至底面显著减少。但是薄土层的压缩仅随平均垂直压力而定, 后者约等于土层半高处的垂直压力。故如可压缩土层较薄, 则沿深度的压力变化可予不计, 且在土层半高处的水平面上的垂直压力强度和分佈可以足够精确地计算出来。

正方形面积 $B \times B$ 上每单位面积的均匀分佈荷重是 q , 第91图中曲线 C_u 的横坐标是这面积的中心以下不同深度处的垂直压力强度。如果以这正方形面积中心处的集中荷重 $Q = B^2 q$ 代表着总荷重 $B^2 q$, 则求得的是 C_q 曲线, 而不是 C_u 曲线。这图指出, 两曲线约在深度 $3B$ 处几相同。正方形面积上加重后, 大于 $3B$ 的任何深度处水平断面上所产生的垂直压力, 事实上和作用在这荷重面积中心的等量点荷重所产生的垂直压力相同。故深度大于 $3B$ 处水平断面上垂直应力 p_0 可以用(35.1)式来计算。



第91图 正方形面积中心处等量点荷重代替正方形面积上均匀荷重后, 对于垂直压力的影响。各曲线是正方形面积中心下沿垂直线上垂直压力的分佈

地下室所佔据的土壤挖去后, 挖坑坑底以下各点的垂直压力必然减少。为了计算各种应力变化, 可假定土壤表面是在挖坑坑底的高程处, 并假定挖去土壤的重量就在这高程向上作用着。

习 题

1. 点荷重5300磅作用在无限弹性体的表面上。试求在荷重之下深度20、40和200呎处的垂直压力是多少? 距这点荷重作用线水平距离50呎之下深度20、40和200呎处的垂直压力是多少?

答: 6.33, 1.58, 0.06, 0.045, 0.150, 0.054磅/呎²。

2. 均匀分佈荷重2500磅/呎²作用于无限弹性体表面的圆形面积上。圆的半径为10呎。试求在圆心以下深度15呎处的垂直压力和在同圆周以下同一深度处的垂直压力。

答: 1060, 640磅/呎²。

3. 很长的房屋, 宽120呎, 它的重量实际上是作用在地面上的均匀分佈荷重5000磅/呎²。在地面以下深度70和90呎之间有一层软粘土。其余地基土壤都是紧砂。试计算由于房屋重量在可压缩层半高处的水平面上在下列各点的垂直压力强度: 在房屋边缘之下; 从屋边向中心线20呎; 从屋边向中心线40呎; 在中心线之下。

答: 2300, 2960, 3430, 3570磅/呎²。

4. 如果第3題的房屋面积是120呎見方, 試計算在房屋中心断面上同各点的垂直压力。

答: 1690, 2250, 2610, 2750磅/呎²。

5. 长方形房屋的地面面积 200×120 呎, 挖土深度20呎。被挖土壤是湿砂, 它的么重是115磅/呎³。

試求由于在开挖地区移去土料重量, 在一个屋角的原来地面下深度70呎处的垂直压力减少多少?

答: 560磅/呎²。

第36节 基础的沉陷

有侧限软粘土层上的基础

以下数段討論有侧限的軟粘土层以上房屋沉陷的估算步骤。房屋的重力是由鋼筋混凝土筏基传递于砂土层, 砂土层內有一层軟粘土, 它在筏基下深度 D 处, 見第92a图。假定房屋的重力是均匀分佈在筏基所佔的地区上。

把砂土和軟粘土加以比較, 可知前者是不可压缩的, 故沉陷完全是由于粘土的压缩而产生。由于粘土是被限制的, 故按第13节中所述方法可計算在某一压力下所产生的压缩量。但因沉陷計算的主要关键是在于估計基础底面的弯曲量, 故必須計算在房屋基础底面上若干点的沉陷量。如果粘土层的厚度小于积土层的总深度, 那么基础的某一点下粘土层內垂直压力 p_v 的平均值可假定等于該土层的半高处在該点下的垂直压力。这压力可用第90图的图解来求得。

其次, 計算所选各点以下粘土层的压缩量 S 。按(13.2)式, 孔隙率变化 Δn 可用下式求得

$$\Delta n = m_v \Delta p \quad (13.2)$$

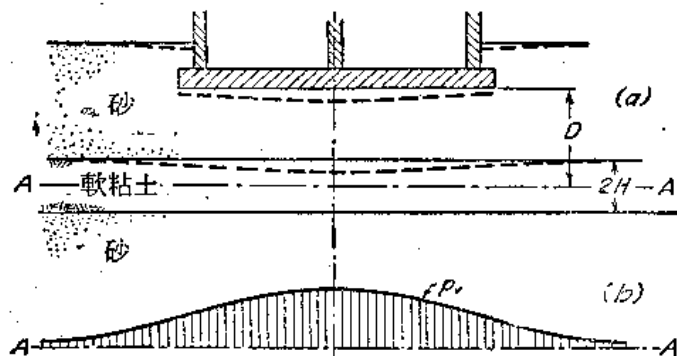
m_v 值是原来压力 p_0 至最后压力 $p_0 + \Delta p$ 之间的平均体积压缩性系数, 見(13.3)式。附加压力 Δp 等于垂直压力 p_v , 它的計算方法已于前段叙述。設可压缩土层的厚度是 $2H$, 則由于垂直压力 p_v 所引起的厚度变化 S 是

$$S = 2H \Delta n = 2H m_v p_v \quad (36.1)$$

S 值不仅是某点以下土层厚度的压缩量, 而且也代表着基础底面在該点处的沉陷量。如果地基土壤內有若干层可压缩土层, 則基础上某点的沉陷量就等于通过該点的垂直綫上各个可压缩土层的压缩量的总和。

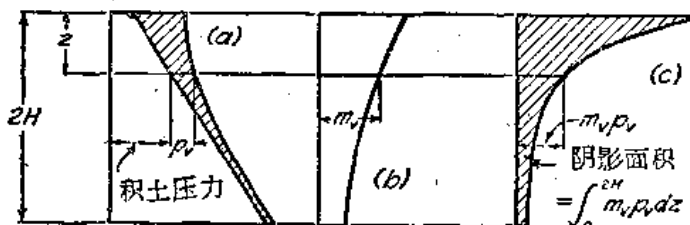
如果有一层很厚的粘土层, 或者整个厚度的粘土层內 p_v 和 m_v 都不能近似地作为常数, 則可把这土层分成若干层, 分別确定每层的 p_v 和 m_v 。另一方面, (36.1)式可用下列的更普遍的方程式来代替

$$S = \int_0^{2H} m_v p_v dz$$



第92图 (a)地基土壤內有一层可压缩土层, 位于深度 D 处, 有筏基的房屋在这种地基上的沉陷量; (b)可压缩土层的半高处在水平面上的垂直压力分布。

式中 m_v 和 p_v 分别是拟计算沉陷量的一点下在任何深度 z 处的体积压缩性系数和附加的垂直压力。这个积分可用图解法求得，见第93图。第93a图中阴影面积的宽度代表在某一深度 z 处的附加垂直压力 p_v 。故必须在各点下不同 z 值处计算 p_v 值，以确定阴影面积的右侧边界。然后以 m_v 值为横轴，深度为纵轴，绘得第93b图的曲线。第93c图中阴影面积在深度 z 处的宽度是等于 m_v 、 p_v 之乘积。故第93c图中整个阴影面积就是沉陷量 s 。



第93图 不同深度处的垂直压力 p_v 和体积压缩性系数 m_v 不同时，可压缩土层沉陷量的图解计算方法

粘土层的压缩是表示它的含水量减少。由于粘土的透水性低，故水分挤出极慢，并延缓压缩的进行（见第14节）。沉陷速率的计算方法详见第41节。但是，

在任一时间内，均匀分布荷重面积的沉陷量分布是槽形或盆形的，因为可压缩土层上的垂直压力是在中心附近最大，并向面积的两边逐渐减少（见第92b图）。

不成层土壤上的基础

如果地基土壤很均匀一致，则房屋的重量的重量不仅使它下面的土壤发生压缩，而且也使它发生侧向位移。故沉陷量的一部分是由于荷重土层的体积减小而使它在垂直方向压缩，沉陷量的另一部分是由于侧向旁胀而产生的附加压缩。

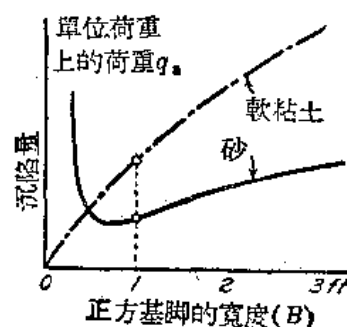
如果地基在极大深度内是完全弹性的和均匀一致的土壤，那么侧向旁胀所产生的沉陷量将远大于体积减小所引起的沉陷量。如果荷重面积的形状相同，那么它在某一荷重下的沉陷量将随它的宽度成简单比例而增加。

在土壤上荷重面积的沉陷问题中，必须区别粘土上和砂土上的两种荷重。如果地基土壤是粘土，则由于侧向旁胀而产生的沉陷量在总沉陷量中常为微小。因此，即使在厚层粘土上基础的沉陷量至少可以约略地以前节所述方法来估计。另一方面，如果基础在无机粉砂或砂土层上，则沉陷量的第二部分远较它的第一部分为大。

为了确定荷重面积的大小和地下水水位的位置对于无凝聚砂土上基脚沉陷量的影响，必须考虑确定砂土应力——应变性质的因素，见第18节。这些关系的理论研究以及室内试验和现场观测曾得到以下结论。

宽度为 B 的位于砂土上的基脚的沉陷量，在基脚底面和这底面以下深度约 B 处之间是随着这砂土的开始切线弹性模数 E 平均值的增加而减少。按第42图，砂土的开始切线弹性模数是随着有效侧限压力的增加而增加。砂土表面下任何已知深度处，有效侧限压力是和大致和有效积土压力成正比。如果地下水水位从基脚底面以下深度大于 B 处升至砂土表面，则有效侧限压力约减少50%，见第12节。故沉陷量约增100%。

在基脚底面单位面积上某一荷重的作用下，当基脚宽度增加时，砂土受到很大压缩和变形的深度也增加。另一方面，基脚的最后载重能力和砂土的平均开始切线弹性模数也增加。由于这些因素，产生某一沉陷量所需要的每单



第94图 同一单位荷重下正方形基脚的宽度和沉陷量的关系

位面积的荷重是随着基脚宽度而不同，約如第94图的实綫所示。

砂土上基脚沉陷量实际上不能按土样試驗結果来預估。但是利用部分根据前述的一般关系和部分根据沉陷量和第54和55两节的貫入試驗的簡單現場試驗結果之間的实测关系所得到的半經驗法則可以粗略加以估計。

习 題

1. 第35节第3題的軟粘土的自然含水量为45%。粘土的土粒比重2.70克/公分³，緊砂土比重130磅/呎³。地下水水位和地面平。固結試驗結果得 $c_c=0.50$ 。試求这房屋两边和中心处的沉陷量。

答：8.5；12.3吋。

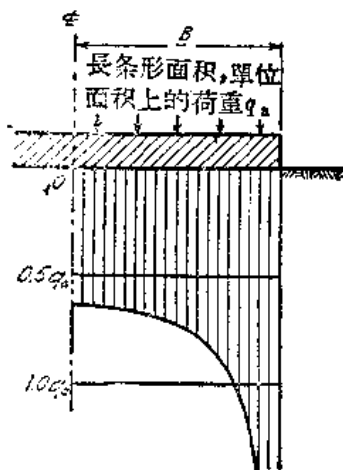
2. 均匀分佈荷重3,000磅/呎²分佈于地面的一极大地区上。地基土壤是粗砂，夾有各厚10呎的两层粘土层。上层粘土的頂面在地面下20呎，下层粘土的頂面在地面下70呎。两层粘土的 $c_c=0.35$ ，自然含水量34%，土粒比重2.75克/公分³，砂土比重125磅/呎³，它完全浸沒在地下水中。試求由于这种均匀荷重所产生的地面的沉陷量。

答：15吋。

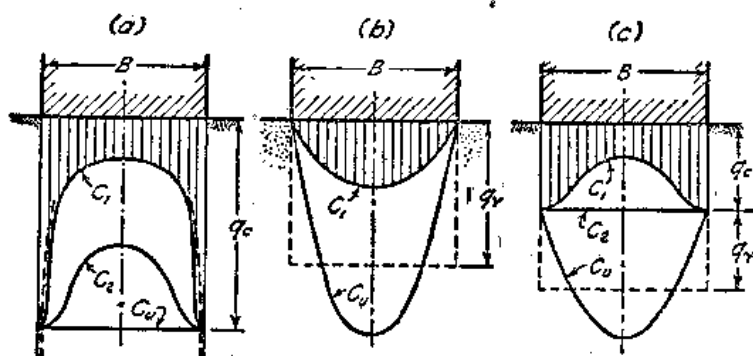
第37节 接触压力和地基土壤反作用力的理論

刚性基脚底面上的接触压力

由于完全刚性的基脚底面的沉陷必然是均匀的，因此这种基脚底面上的压力分佈是和荷重面积产生均匀沉陷时所需的荷重分佈相同。如果地基土壤是粘土或有厚粘土层的砂土的一种完全彈性土料，則在均匀分佈荷重面积下的压力分佈是假定为淺碟形或槽形。为了获得均匀的沉陷，必須把荷重面积中心处的部分荷重移至它的边缘。故这种地基土壤上刚性基脚底面上的接触压力，必自底面中心逐渐向各边增加。另一方面，如果均匀分佈荷重面积下是砂土，則边缘的沉陷量大于中心处的沉陷量。如果荷重的分佈是使中心处的最大单位荷重逐渐向边缘减少至最小单位荷重，則可得均匀的沉陷量。故砂土上刚性基脚底面上的接触压力分佈有同一性質。



第95图 极長的均匀分佈荷重的刚性基脚底面上的接触压力分佈，基脚位于完全彈性的均匀一致的各向同性的地基土壤上



第96图 光滑刚性基脚底面上的接触压力分佈

基脚下地基土壤是(a)真正彈性土料；(b)无凝聚力砂土；(c)土壤具有純粘土和純砂土之間的性質。曲綫 C_0 是基脚荷重为破壞值时的接触压力分佈。

第95图是位于完全彈性均匀一致与深度极大的地基土壤上的宽度为 B 的刚性連續基脚的断面。基脚上荷重是每单位长度 $q_0 B$ 。彈性理論的計算指出：中心綫处的接触压力小于 $0.7q_0$ ，在边缘处增至无穷大，如图所示。如果基脚在真正的彈性土料，則在边缘

处的接触压力并不超过某一数值 q_c ，在这接触压力 q_c 下这土料是从弹性状态变成半塑性状态或塑性状态。这种接触压力的分佈见第96a图上曲线 C_1 。

如果第96a图内基脚上的荷重增加，则塑性平衡状态由边缘处传播出来，而且接触压力的分佈也改变。如果是光滑的基脚底面，则地基土壤因塑性流动而损毁时的接触压力分佈变成十分均匀。曲线 C_2 代表这阶段的接触压力分佈，曲线 C_3 表示在中间阶段的接触压力分佈。如果基脚底面附着于地基土壤，则最后的接触压力分佈和第76a图相似。

如果刚性基脚或柔性基脚是在无凝聚性乾砂的表面上，则理论指出，在任何荷重下接触压力是自中心处的最大值减少至边缘处的零值，见第96b图。实验研究也曾得出同一的结论。

第96c图是位于特性在纯凝聚性土壤和纯无凝聚性土壤之间的地基土壤上的基脚底面上的接触压力分佈。荷重小时，接触压力自基脚的中心向边缘增加，见曲线 C_1 。荷重增加时，中心处接触压力增加，而边缘处仍不变。破损时，接触压力自中心向边缘减少，见曲线 C_2 。

地基土壤反作用力的定义

第96图指出，地基土壤的应力-应变特性和完全刚性基脚底面上的接触压力之间的关系是并不简单的。如果基脚并非刚性，则这种关系更复杂。因此，即使是粗略地求出真正接触压力的分佈也是很麻烦的。但是，如果不知接触压力，就不能设计基脚或筏基。故经常而且必需根据简化的假定来估计接触压力，并采用适当的安全因数，以消除由于这些假定所引起的误差。

简化方法是根据任意的不正确的假定，就是假定荷重面积上的任一单元面积的沉降量 S 完全和它附近的单元面积上的荷重无关。这方法还不符事实地假定，单元面积上的接触压力 p 和相应的沉降量 S 之间的比值是一常数 K_s (克/立方公分)，就是

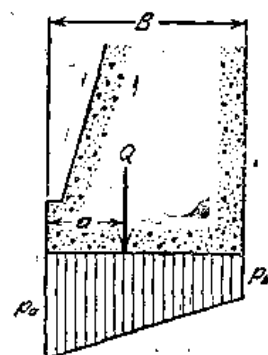
$$K_s = \frac{p}{S} \quad (37.1)$$

(37.1)式中假定的接触压力 p 叫做地基土壤的反作用力，它和基脚底面上真正的接触压力相反。本节以下各段中，符号 p 是专指地基土壤反作用力，但是它并不是真正的接触压力。 K_s 叫做地基土壤反作用力系数，这个根据前述假定的理论就是地基土壤反作用力理论。

刚性基础的地基土壤反作用力

对于刚性基础，可由(37.1)式引得下列结论：基础底面上的地基土壤反作用力 p 的分佈必定是一个平面，因为刚性基础沉降时，它仍然是一个平面。因此，为了按照(37.1)式来设计一个刚性基础，我们仅假定地基土壤反作用力是平面的分佈。此外，必须满足静力学的条件：(1)总地基土壤反作用力等于作用于地基土壤上的垂直荷重之和，以及(2)垂直荷重的合力绕任何一点的力矩等于总地基土壤反作用力绕该点的力矩。

例如，第97图是刚性重力挡土墙，底宽 B ，墙底上垂直荷重的合力 Q 作用于距墙趾为 a 的一点处。墙趾处的地基土壤反作用力是 p_a ，墙踵处是 p_b 。由前一段，假定在这两



第97图 刚性重力挡土墙底面上的地基土壤反作用力

点之間反作用力的分佈是直綫变化。由靜力学可得兩方程式，

$$Q = \frac{1}{2} B(p_a + p_b) \quad (37.2)$$

及

$$Qa = \frac{1}{6} B^2 p_a + \frac{1}{6} B^2 p_b \quad (37.3)$$

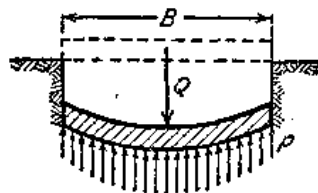
由此兩方程式，可求得 p_a 和 p_b 。

必須注意，(37.2)和(37.3)兩式中並沒有地基土壤反作用力系数 K_0 。換言之，剛性基脚上反作用力的分佈是和地基土壤的可壓縮程度无关。这个事实使我們很容易認識到地基土壤反作用力和真正接触压力之間的区别。如果基脚上荷重的合力 Q 通过荷重面积的重心，則地基土壤反作用力是均匀地分佈在基脚底面上，並且在任何处均等于 Q/A 。另一方面，同一基脚底面上的真正接触压力分佈則並不是均匀的，見第96图。它取决于地基土壤的应力-应变特性和荷重的强度。

虽然理論和实际之間有着这些显然的不同点，但是地基土壤反作用力理論可以安全地应用于基脚的一般設計，因为所引起的誤差是在一般的安全範圍內，而且这些誤差也常偏于安全。

柔性基础的地基土壤反作用力

如果基脚或筏基並不是剛性，則地基土壤反作用力的分佈是取决于 K_0 数值和基础的柔剛性。后者的影响見第98图，图上所示是一块长的长方形彈性平板的断面。平板在它的較长軸上負載着綫荷重每单位长度 q' 。平板是位于彈性地基土壤上。由于平板的柔性，沉陷从中心綫向边缘減少。因此，地基土壤反作用力也从中心处的最大值減少至边缘处的最小值。如果平板的柔性极大，則平板的边缘可能上昇，它的較外部分下的地基土壤反作用力可能接近于零。在任何情形下，对于一定的綫荷重 q' 和一定的平板寬度 B ，这种柔性平板的最大弯曲力矩是远小于剛性平板的。



第98图 在彈性地基土壤上的極長彈性基脚，它支
承着綫荷重 Q

(a) 荷重下基脚的变形；(b) 地基土壤反作用力的分布。

基础內較有柔性部分的底面上地基土壤反作用力可按連續彈性地基上的彈性樑理論來計算。这个理論是根据如下的显明事实：由于沉陷的和弯曲而产生的荷重基础部分在各点上的垂直位移必等于地面上同一点的沉陷量。地面的沉陷量可根据(37.1)式計算。彈性基础下地基土壤反作用力的計算方程式中常有(37.1)式的 K_0 值，这是它和用于剛性基础的(37.2)和(37.3)兩式的不同处。

由于連續彈性地基上的彈性樑理論是根据(37.1)式，故这理論並不較剛性基脚的地基土壤反作用力理論为精确。由于它有求 K_0 时所引起的誤差，故它甚至还更不精确。由于这种計算常很麻煩，故除非它能使建筑物的成本大量节省，这个方法是不合算的。

在地基土壤反作用力的所有理論中，地基土壤上荷重强度和相应的垂直位移之間的比值 K_0 是假定为常数，且这常数仅取决于地基土壤的物理性質。但是某一固体表面上的平均压力强度和相应的沉陷量之間的比值並不是一个常数。对于在各向同性的彈性地基上的圓形基脚，这个比值是隨基脚半徑的增加而減少。对于在土壤上的一定大小的基脚，这个比值也是隨荷重强度的增加而減少。而且，同一基脚的底面上，各点的比值也不同。故 K_0 值的推求包含有許多不定因素，而且根据小比例尺載重試驗來确定 K_0 的常用方法也受到第54节中所述的載重試驗方法的各項条件的限制。

習 題

1. 重力擋土牆的底寬 8 呎。垂直和水平兩力的合力的作用綫和牆底相交于距牆趾 3 呎處。合力的垂直分力是 12,000 磅 / 呎。試求牆趾和牆踵上的地基土壤反作用力。

答: 2,625 磅 / 呎²; 375 磅 / 呎²。

2. 基脚底面是梯形, 長 12 呎, 兩端的寬分別是 3 呎和 6 呎。在基脚底面的中心綫上有兩柱, 一柱距短邊的距離是 2 呎, 另一柱距長邊的距離是 3 呎。前一柱上的荷重是 18 噸, 後一柱上的荷重是 36 噸。假定是剛性基脚, 試求各邊的地基土壤反作用力。

答: 2,000 磅 / 呎²。

第六章 土壤的水力學

第38節 水力學問題的范围

第二編以前各章論及乾土、濕土或浸沒在靜水中的土壤。並未述及土壤和滲透水之間的相互作用。但是如果不知道控制這種相互作用的定律, 則在土方工程中有三類問題不能解決。第一類問題就是估計在施工時進入挖坑內的水量, 或由於滲流通過壩身或壩基所損失的蓄水量, 見第39節。第二類問題是滲透壓力對於斜坡和地基穩定性的影響, 見第40和42兩節。第三類問題是粘土的滲透性對於荷重粘土層排出過剩水的速率的影響, 見第41節。

這些問題的理論解答都是根據下列假定: 水流滲過的土體是均勻一致的, 或者這土體是由一些均勻一致而有明確界限的土層所組成的。第二編最初兩章內一切理論的推演也是依據上述相同的假定。但是, 在水力學問題中, 這些假定在實際上的複雜性是基本上不同。

土壓力、穩定性和沉陷量僅取決於土壤性質的平均值。故甚至這些數值和平均值有相當出入的數值在實用上重要性不大。另一方面, 在水力學問題中, 一些看來不重要的詳細地質情況可能對於土壤內的滲透量和滲透壓力分佈具有決定性的影響。這點說明如下。

如果厚砂層中有一些緊密細粉沙薄層或硬粘土薄層, 則這些土層的存在實際上對於地下水水位以上的敞口挖方內支撐上砂土的側壓力、砂土的最后載重能力或位於砂土上的建築物的沉陷量都並無影響。故對於第二編以前數章的問題, 這些土層的存在可以安全地不予考慮, 鉆探人員是否注意到這些土層, 對於這些問題是沒有關係的。

另一方面, 對於水流通過砂土的任何實際問題, 例如從一排板樁的上游水池至下游, 較不透水的薄土層的存在與否, 具有決定性的重要性。如果其中一個土層是連續的, 並且是位於板樁的底端以上, 則它幾可使水流完全斷流。如果這土層是不連續的, 而且又不知道它的連續程度如何, 則不可能估計它對於滲水量和滲水方向的影響。但是這種連續程度是不能用任何實用方法來確定的。事實上即使鉆探也難於發現這些土層。

任何天然土層和任何人工填土中都有未曾探知的或不能探知的極高或極低滲透性的土料, 這些土料的水平邊界的位置, 僅能加以推測。故不論地基土壤的探驗是否徹底和細心, 土壤內水流的任何研究結果和它的相應的實際情形之間的區別極為重要。但是如

果並沒有进行探險研究，則工程師只能全碰机会。故为了做好工程，必須依据水力学問題的下列处理步驟。設計必須根据合乎科学的水力学研究結果。但全部施工时期以及必要时在施工以后数年内，必須进行全部的現場观测，以期瞭解地基土壤內实际的水力情形和所假定者是否有差别以及这差别达到何种程度。如果观测結果指出实际情况較之設計人員所預料的情况为不利，則必須按照观测所得，修改設計。根据这种步驟，則許多土壤的損毀可以避免，見第三編的一些例題。

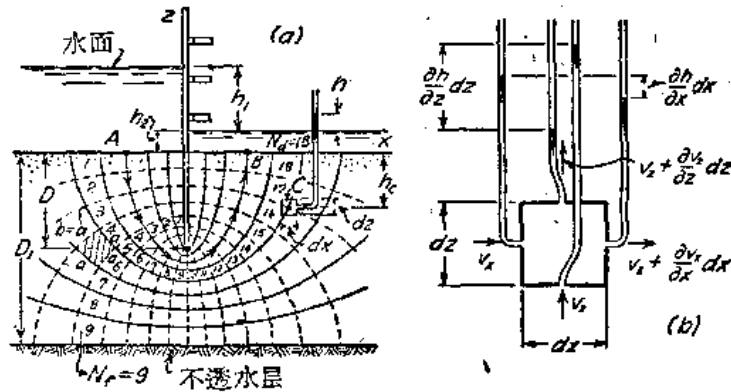
第39节 滲流計算

基本关系

在下列分析中，假定土壤內的水流是遵循达塞定律，見(11.6)式，並假定土壤是由比較不可壓縮的材料組成，如砂土、粉質砂土或石粉。

为了計算这些土壤內的滲水量，必須确定中性应力的的大小和分佈，这个中性应力通常叫做孔隙水压力。繪制流网

图后，就可測定这些应力，流网图是表示不可壓縮土壤內的水流情况。为了說明这种方法，今計算水流自水池流出后經過簡單板桩圍堰下，地基土壤內的滲流量，見第99a图。假定这一排板桩不能透水。板桩打入厚度为 D_1 的均匀一致砂层中的深度是 D 。砂土是位于不透水的水平层上面。水力水头 h_1 (見第11节) 保持一定。



第99图 (a) 均匀一致砂土中一排板桩下端四周的水流，(b) a图中单元土体四面的静水压力。

水由上游砂层表面进入，沿着許多曲綫滲流，这些曲綫叫做流綫。有箭头的曲綫 AB 就是其中的一条流綫。

透水层的一个单元土体的放大图見第99b图。这个单元土体在这張紙的平面上的兩側长度是 dx 和 dz 。垂直于这張紙的长度是 dy 。設

$$\begin{aligned} v_x &= \text{水平方向上的流速分量;} \\ i_x &= \partial h / \partial x = \text{水平方向上的水力坡降;} \\ v_z &= \text{垂直方向上的流速分量;} \\ i_z &= \partial h / \partial z = \text{垂直方向上的水力坡降;} \\ h &= \text{在这单元土体处的水力水头。} \end{aligned}$$

每单位時間內流入这单元土体的总水量是

$$v_x dz dy + v_z dx dy$$

每单位時間內流出这单元土体的总水量是

$$v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy$$

如果液体是完全不可壓縮，且水所佔据的孔隙体积是常数，則进入这单元土体的水量必

等于流出的水量。故

$$(v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy) - (v_x dz dy + v_z dx dy) = 0$$

或
$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (39.1)$$

(39.1)式就是平行于XZ平面的水流連續条件，因水和土至少都有些可壓縮的，故土內水流並不严格地滿足連續条件。但是就实际渗透問題而言，这种情况通常可不予考虑，虽然並不是經常不考虑。

合併(39.1)和(11.6)两式，可得

$$v_x = ki_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{和} \quad v_z = ki_z = k \frac{\partial h}{\partial z}$$

从以上方程式可知，流速 v_x 和 v_z 可作为下值 Φ 对于 x 和 z 的偏导函数，

$$\Phi = kh$$

Φ 值叫做流速势。将下值

$$v_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad \text{和} \quad v_z = \frac{\partial \Phi}{\partial z}$$

代入(39.1)式，得

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (39.2)$$

这式叫做拉伯拉斯方程式，它控制着不可壓縮的多孔材料內各种不可壓縮液体的流动，但仅指两元水流問題。在图形上，这方程式可用两组直角相交的曲线来表示。一组曲线叫做流綫，另一组曲线叫做等位綫。等位綫上各点的水必在测压管中升至某一高度，这高度就是相当于某一等位綫的测压管水位，見第11节。水的質点是沿着和等位綫成直角的流綫上移动。

第99a图的問題中，砂层的上游面就是一条等位綫，它的下游面是另一条等位綫。另一方面，砂层下的不透水底层的表面是一条流綫。这些都叫做这个問題的水力边界条件。根据这些边界条件解(39.2)式，就可求得繪制第99a图流網所需的資料。两条相邻流綫之間的每条空間叫做流槽，如图所示；一条流槽在两条等位綫之間的每一断面叫做格。依据任何两条相邻等位綫上测压管水位之差是常数，就很容易繪制这些等位綫。这个差值叫做位差(或位势损失——譯注)。如果 h_1 是总水力水头， N_d 是位差的数目(在第99a图中， $N_d=18$)，則位差等于

$$\Delta h = \frac{h_1}{N_d} \quad (39.3)$$

流網制成后，流網內任何点的孔隙水压力可以很容易地根据下列理由来确定，見第99a图中c点。如果没有水流，也就是如果下游的地面完全不透水，則c点的中性压力必等于水力水头 h_1 和位置水头 $h_2 + h_c$ 之和。但水流发生后，上游地面和c点之間必有一水头损失，因c点在第16条等位綫的右侧边界处，且 $N_d=18$ ，故这水头损失等于 $\frac{16}{18}h_1$ 。因此c点的中性压力是

$$u_w = (h_1 + h_2 + h_c - \frac{16}{18}h_1)\gamma_w$$

下列这一部分的中性压力

$$(h_1 - \frac{16}{18} h_1) \gamma_w = h \gamma_w$$

仅由于水的流动而产生，它叫做超静水压力。

渗水量和渗透压力的计算

为了求得计算渗水量的公式，今研究第99a图中阴影面积所示的格。这格在流线方向上的长度是 a 。跨过这格的水力坡降是

$$i = \frac{\Delta h}{a}$$

而且流速是

$$v = ki = k \frac{\Delta h}{a} = \frac{k}{a} \frac{h_1}{N_d}$$

如果这格在垂直于流线上的宽度等于任意值 b ，则每单位板樁宽度内，流经这格的水量是

$$\Delta Q = bv = k \frac{b}{a} \frac{h_1}{N_d}$$

为了使渗水量的计算简单化，绘制流网时可使 $b=a$ ，换言之，各格都成正方形。根据这个假定，可得

$$\Delta Q = k \frac{ah_1}{aN_d} = k \frac{h_1}{N_d} \quad (39.4)$$

如果 N_f 是流槽的总数目（在第99a图中， $N_f=9$ ），则每单位板樁宽度在单位时间内的渗水量是

$$Q = N_f \Delta Q = kh_1 \frac{N_f}{N_d} \quad (39.5)$$

绘制流网后，利用上式就可以很容易地计算渗水量。

在边长为 a 的立方单元土体上游面上的总超静水压力是

$$a^3 \times 15 \Delta h \gamma_w$$

在下游面是

$$a^3 \times 14 \Delta h \gamma_w$$

这两个压力之差

$$p_s = a^3 \Delta h \gamma_w = a^3 \frac{\Delta h}{a} \gamma_w$$

是由水传递至土粒上。因 $\frac{\Delta h}{a}$ 等于水力坡降 i ， a^3 是这个单元土体的体积，故每单位体积的单元土体内水对于土粒所施的力等于

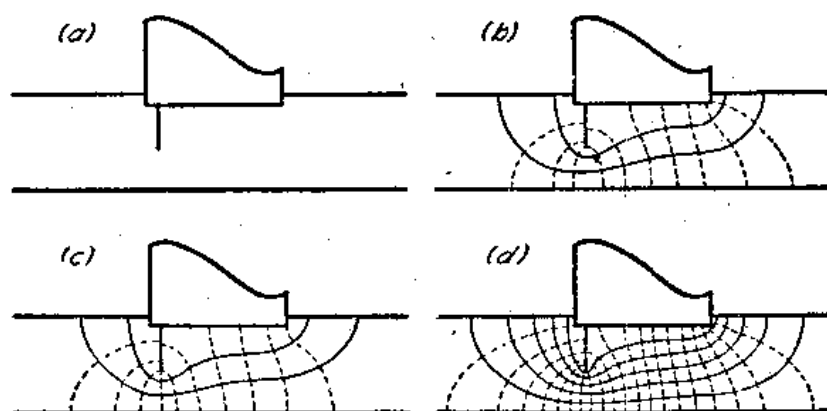
$$p_s = i \gamma_w \quad (39.6)$$

这个力叫做渗透压力（或动水压力——译注）。它的单位和比重相同，在任何点上它的作用线是与流线相切。

流网的绘制

解算(39.2)式可以得到绘制流网所需的资料，但除非边界条件很简单，否则数学解算是不合实用的。大多数水工建筑物的边界条件并不满足这个条件。虽然这种建筑物的

流網可用各種試驗方法來求得，但是最方便和耗費最少的流網繪制方法是用圖解的試繪法。流網的圖解繪制法的步驟見第100圖。在這圖中，*a*是有板樁截水牆的滾水壩的垂直斷面。



第100圖 流網的繪制步驟

(*a*) 透水層的橫斷面；(*b*) 第一次試繪流網的結果；(*c*) 校正後的流網；(*d*) 最後的流網。

在開始繪制流網前，必先確定這問題的水力邊界條件，並研究它對流綫形狀的影響。第100*a*圖的上下游地面是兩條等位綫。壩底和截水牆的兩側是最高的流綫，透水層的底面是最低的流綫。其它流綫都位於這兩條流綫之間，這些流綫的形狀必須是自這一流綫至另一流綫逐漸過渡。而且，所有流綫和上下游地面相遇時必定是垂直的。流網繪制的第一步是繪制幾條平滑的曲綫，以代表滿足這些要求的流綫（見第100*b*圖中的實綫）。然後繪制幾條必須與流綫成直角的等位綫，使得各格很接近於正方形。依據這種方法，求得初次的近似流網。

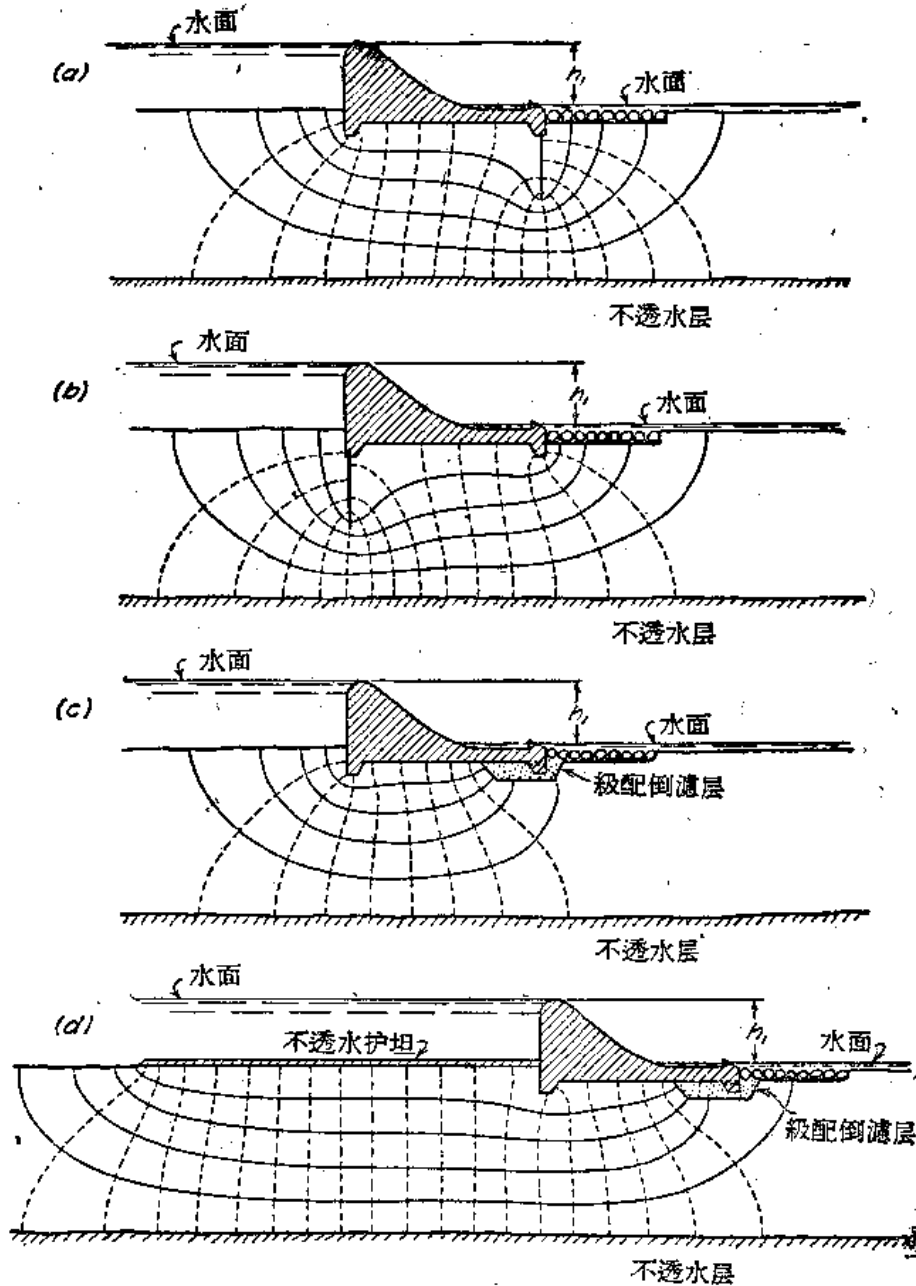
第二步是細心地檢查所試繪的流網，以便發現最明顯的缺點。在第100*b*圖的試繪流網中，流綫和等位綫相交已接近直角，但有些格並非正方形。故必須繪制新的流網，使它的格更接近於正方形。繼續這種校正方法，直至所有的格都接近正方形為止。這時的流網見第100*c*圖。

最後，把第100*c*圖的格再分成小格，並校正流網直至各小格成正方形為止。最後所得結果見第100*d*圖。第100*c*圖的各格是分成四小格，並已消除了次要的不正確性。

當流網的各格接近於正方形時，它滿足了一切實用的目的。即使流網有着明顯的不正確部分，也能得出顯著可靠的結果。第101和102兩圖可作為滿足於各種水力邊界條件的流網繪制的榜樣。第102*a*圖的流網內有一綫是完全在透水土層內的自由水面。在這水面上每兩條相隣近等位綫之間的垂直距離是一常數，它的值就是 Δh 。

各種流網的繪制都是假定在水流滲過的土壤滲透性都是一樣的。在自然土層中，滲透性處處不同，尤其沿着垂直於土層邊界的綫上。故極草率繪制的流網和精確流網之間的區別，通常較實地土壤的流型和精確流型之間的區別為小。由於這種普遍情形，故流網繪制中的精細作業或複雜的模型研究完全是不確當的。

根據透水土料內水流和電導體內電流之間的相似性，採用電流比擬模型試驗，可以方便地繪制有自由水面的流網，見第102*a*圖。但是除非許多這類流網必須描繪，否則裝置所需的電流比擬設備並不是確當的。

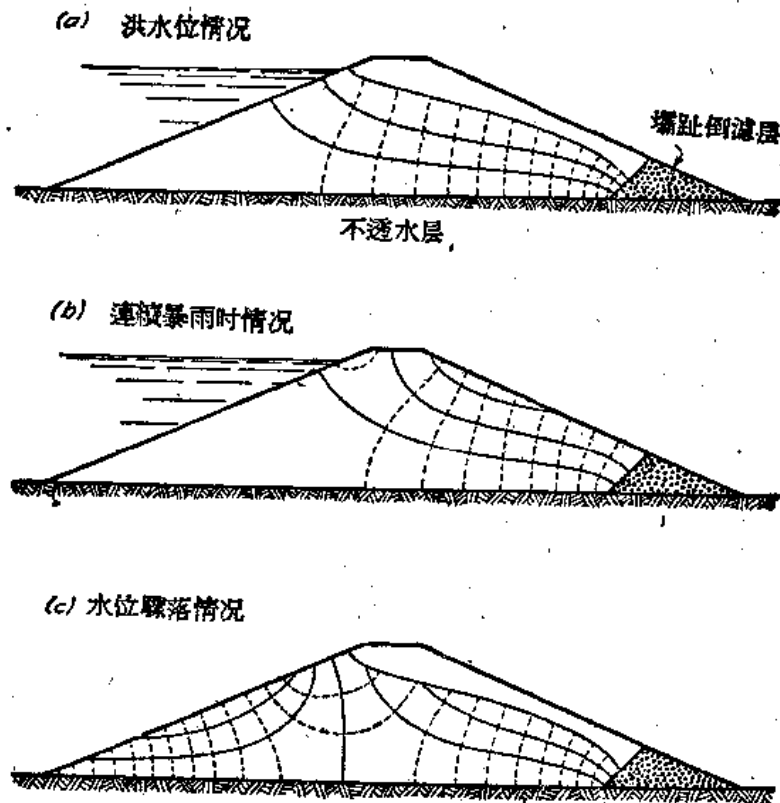


第101图 混凝土壩底下均一砂土內的滲流

橫向同性土壤內的滲流

第99至102各图的流網繪制是根据土壤是水力的各向同性体的假定。在大自然中的各种土体都是或多或少地具有层次的。故平行于土层方向的平均渗透系数 k_x 常大于垂直于这土层方向的平均渗透系数 k_z ，見第11节。为了繪制这种有层次的土壤內的流網，必須將具有水平渗透系数为 k_x 和垂直渗透系数为 k_z 的均匀一致土壤来代替真实的土壤。这种具有这样性質的土料就叫做具有橫向同性(見第7节)。

为了繪制橫向同性的均匀一致土料內的流網，必須按照下列步骤：通过平行于水流方向的透水层，繪一垂直断面。制图中的水平比例尺都乘以 $\sqrt{k_z/k_x}$ 而縮減这水平比例尺。按照这个变换断面繪制流網，把它当作是各向同性断面。然后这流網的水平比例尺



第102图 由极细净砂筑成的理想而又均匀一致的壩內的滲流

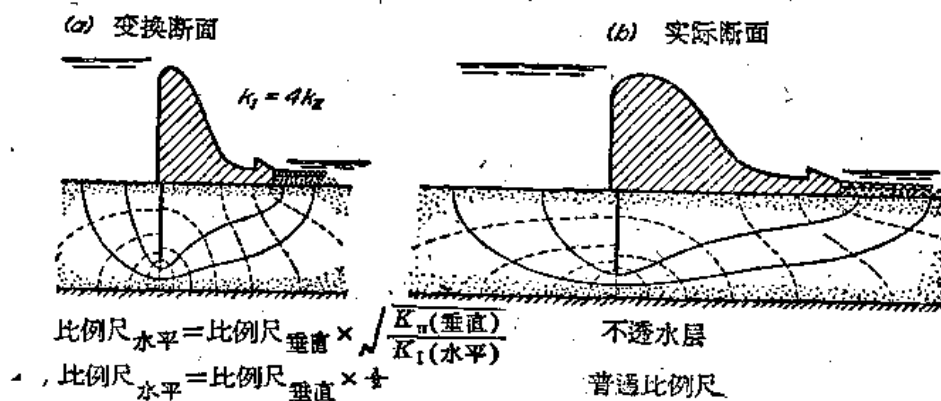
乘以 $\sqrt{k_1/k_2}$ 而把它放大。将下式

$$k = \sqrt{k_1 k_2}$$

代入(39.5)式即可求得滲水量。所以每单位宽度内滲水量的公式如下

$$Q = h_1 \frac{N_f}{N_d} \sqrt{k_1 k_2} \quad (39.7)$$

詳細步驟見第103图。



第103图 砂层的渗透系数在水平方向和垂直方向不同时流网的绘制

(a)变换断面; (b)实际断面。

上法是根据纯数学方法求得，並無任何簡化的假定。故所得結果跟达塞定律以及計算时所用的 k_1 和 k_2 两值有同样的可靠性。

大多数的天然土层的平均 k_1 值远大于 k_2 值。但 k_1/k_2 比值约自2或3至数百，并无方法来精确测定某一沉积物的渗透系数。故最好绘制两组流网，一组以可能最大的 k_1/k_2 比值为根据，另一组以可能最小值为根据。在选择这些数值时，必须注意 k_1/k_2 不能小于一，也不能大于最易透水层和最难透水层的渗透系数之比。为了设计的目的，必须采用最坏情况的流网，或作出其它的措施，以确定真正的和预估的渗透情况之间的差别是否在施工时偏于安全。

习 題

1. 第101图的坝下砂土的各向渗透系数是 4.2×10^{-3} 公分/秒。水头 h_1 是25呎。试求渗水损失，以沿着每一坝的坝轴长度1呎内的呎³/秒计。

答：(a) 1.15×10^{-3} ；(b) 1.15×10^{-3} ；(c) 1.91×10^{-3} ；(d) 0.83×10^{-3} 呎³/秒。

2. 估计第1题的混凝土坝坝底土在上下游面之间的中点处，大于尾水位的静水上托压力。

答：(a) 15；(b) 9；(c) 6；(d) 2.5 呎水头。

3. 第101b图滚水坝下地基土壤有一层水平的粉沙层，厚1呎，它位于板桩下端以上不远处。用任何实用的探土方法都无法探知这粉沙层的存在。砂土的渗透系数是 4.2×10^{-3} 公分/秒，粉沙是 2.1×10^{-4} 公分/秒。坝的上游砂层的总厚度是55呎，板桩下端在砂层底以上25呎。(a) 设粉沙层连续地存在于整个砂层内，试说明粉沙层对于渗水量的影响怎样？(b) 试说明粉沙层内的间隙对于渗水量的影响怎样？(c) 怎样才能事先确定粉沙层的连续程度？

答：(a) 当砂层厚度自55增至221呎和板桩的贯入深度自30增至196呎时，粉沙层具有同样的影响。故就这些假定的土壤情况来绘制流网，则可求得渗水量。因为在所假定的坝基纵剖面中，板桩以下的间隙较板桩的贯入深度为小，故依据这种流网所计算的渗水量仅是砂土内没有粉沙层时的渗水量的一小部分。

(b) 不连续的粉沙层的影响可以从几乎没有影响一直到有连续粉沙层时的影响，它取决于粉沙层内间隙的位置和大小。

(c) 不能确定。

4. 假定 $k=1 \times 10^{-4}$ 公分/秒，求第208a图中每呎坝长的渗水量，并估计坝工高坝上游坝底的上托压力。

答：每呎坝长 1.1×10^{-3} 呎³/秒；64 呎水头。

5. 第103图的坝下砂土的平均水平渗透系数是 16×10^{-4} 公分/秒，平均垂直渗透系数是 4×10^{-4} 公分/秒。试求水头为30呎时每呎坝长的渗水损失是多少？

答： 2×10^{-4} 呎³/秒。

6. 第103b图的坝基土壤的水平渗透系数是 36×10^{-4} 公分/秒，垂直渗透系数是 4×10^{-4} 公分/秒，试绘制坝基的流网。坝底宽度是83呎，透水层的厚度是38呎，板桩长度是29呎。水头30呎。试求每呎坝长的渗水损失。如果任何方向的渗透系数都是 12×10^{-4} 公分/秒，试比较同一坝下的渗水损失。

答： 3.9×10^{-4} ； 2.5×10^{-4} 呎³/秒。

7. 试求第208a图的板桩左侧上作用于板桩下端的水平超静水压力。

答：2.620 磅/呎²。

第40节 管涌力学

管涌的定义

许多在地基土壤上的坝是由于土壤和基础之间突然形成管状流槽或隧道而遭致损毁。当水库中所蓄的水被迫流入出口通路时，这些通路的宽度和深度迅速增加，直至地

基損毀后，建築物也遭受到瓦解並粉碎成碎塊，于是这些碎塊隨急流帶走。这种跡象叫做管湧損毀。

管湧損毀的发生是由于两种不同的过程。它的发生可能是由于在下游趾部附近湧泉处开始的淘刷或地下冲刷，而且这种淘刷或地下冲刷沿着建築物的底面或一些土层面向上游进展。当冲刷孔道的上游或入口末端接近于水庫底部时，就发生損毀。这种管湧的力学不能用理論方法来解决。但管湧損毀也可能是由于建築物下游趾部附近大量土体的突然隆昇而发生。仅有在趾部下面土壤內向上渗水的渗透压力大于土壤的有效重量时才发生这种損毀。第一种損毀是属于地下冲刷損毀，第二种是属于隆昇損毀。下列各段將詳述隆昇損毀。

超靜水压力的分布可根据流網来确定。第39节中曾述及理論上的流網決不能和实际土层內的流網完全相同。两种流網的确定並無相似之处。故渗流力学的理論研究結果仅可作为施工时和施工后設計适当檢驗設備的基础和判別的借鏡。

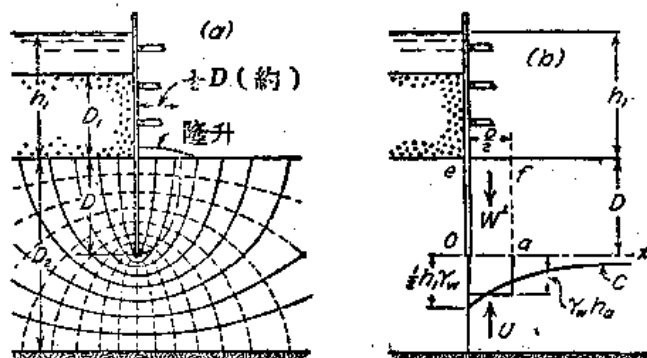
隆昇的管湧力学

隆昇損毀的管湧力学如第104a图所示，这图是单排板樁圍堰的垂直断面。从水面以下至深度 h_1 处，圍堰外側是一层粗礫，但是圍堰內側的粗礫曾被开挖清除。粗礫是位于均匀砂土层之上。粗礫层內的水头損失很小，可以略而不計。我們希望計算在圍堰內側水面因水泵汲水而降低至砂土层表面后的管湧安全因数 G_s 。

在計算这种安全因数之前，必須考虑管湧損毀时的靜水情形。当圍堰內側水面因水泵汲水而降低时，圍堰外側的水就在板樁的左側向下渗流，而在板樁的右側向上渗流。第104b图中 Ox 水平断面上的超靜水压力使这断面上的有效压力减小。当板樁附近的 Ox 和 Ox 以上部分的平均有效压力等于零之时，砂土內的水流可以使流槽毫無阻力地变直和扩大。因此，大大增加板樁附近砂土的渗透性，如第12节所述，且使更多的渗水汇集到这里来。于是砂面隆昇（見第104a图）。最后，砂土开始湧沸，而且水和砂的混合物从板樁的上游面，經過板樁下端以下的空間，向开始湧沸的地区迅速流动。

根据模型試驗結果，可知砂土約在距板樁的 $D/2$ 距离內发生隆昇。故这种損毀是在深度为 D 和宽度为 $D/2$ 的砂土柱体内开始。損毀时，在通过柱体的任何水平断面上的垂直有效压力接近于零。同时，柱体兩側上的有效側压力也接近于零。故当柱体底面上的超靜水压力等于这底面以上砂土的有效重量时，就发生管湧。

为了計算超靜水压力，必須繪制流網。繪成流網后（見第104a图），深度 D 的柱体底面上任何点的超靜水压力强度可用第39节所述方法来确定。第104b图的曲綫 C 的縱坐标就是超靜水压力，它是以經過 O 的水平軸为准。距板樁 $D/2$ 距离內，柱体底面上的平均超靜水压力是 $\gamma_w h_a$ ，故柱体底面上总超靜水压力是 $U = \frac{1}{2} D \gamma_w h_a$ 。当 U 等于砂土的有效重量



第104图 用流網法确定砂土中一排板樁的管湧安全因数
(a)流網；(b)隆昇地区中砂土上的作用力。

时,也就是当 U 等于砂土在水中的重量 $W' = \frac{1}{2} D^2 \gamma'$ 时,就发生管涌损毁。故管涌安全因数是

$$G_s = \frac{W'}{U} = \frac{D^2 \gamma'}{h_s \gamma_w} \quad (40.1)$$

同样,也可计算有板桩截水牆的土坝的管涌安全因数。

用荷重倒滤层来抵消上托力

如果管涌损毁的安全因数太小,则可在第104b图中柱体 $Oafe$ 之頂上放置重量为 W 的倒滤层来增加安全因数。倒滤层的存在并不改变超静水压力 U ,但它可使柱体的重量自 W' 增加至 $W' + W$ 。故管涌安全因数可自(40.1)式的 G_s 增至下式的 G'_s 。

$$G'_s = \frac{W + W'}{U} \quad (40.2)$$

荷重倒滤层的稳定作用曾經一再由有倒滤层保护的建筑物的实验和經驗証明。为了使这倒滤层有效,倒滤层的粗材料必須足以允許渗水的自由排出,但它的細材料則必須足以防止土壤从这些材料的孔隙冲走。滿足于这两种要求的倒滤层設計見第11节。

习 題

1. 在第104图中,水头 $h_1 = 25$ 呎。板桩在砂层中的深度是19呎。如果砂土的饱和比重是113磅/呎³,为了增加管涌安全因数到2.5,試求倒滤层的重量。

答: 340磅/呎²。

2. 第204a图的試驗室試驗求得砂土的饱和比重是115磅/呎³。試求发生隆升损毁时的水头。

3. 第1題的砂层內有一薄层粘土,因它的厚度过薄,不能用螺旋探驗器检查出来,但它的厚度足以形成比較不透水的薄膜。水头和板桩的深度和第1題相同。粘土层在板桩下端以上若干呎。它的左侧边界在板桩上游若干呎,下游是連續土层。下游砂层上有一倒滤层,重量是340磅/呎²,根据砂土內对水流无阻碍的假定,求得安全因数为2.5。(a)試問粘土层使安全因数减小至什么数值?(b)用何法可以检查这种危险?

答: (a) 0.83。水头达21呎时,板桩下游砂土就被冲涌。(b) 在板桩下游安置单孔观测井,它的下端在板桩下端高度以下若干呎。

第41节 固結理論

固結过程

如果在一层高度可压缩性的多孔的饱和土层(如粘土)上的荷重增加,则这土层压缩,过多的水分将从这土层排出。这就构成了固結过程,見第14节。在固結过程中,进入水平薄层土壤的水量必少于离开这土壤的水量。故流網和渗透理論所依据的(39.1)式的連續条件,不再能应用。

产生固結的每单位面积上所加荷重或压力叫做固結压力或固結应力。在开始施加荷重的瞬时,固結压力几乎完全由土壤內孔隙中的水所負荷(見第14节)。故固結开始时,水的开始超静水压力几乎刚刚等于固結应力。过了一些时候,超静水压力减小,但土层內相应的平均有效应力增大。在固結土层內任一点处,任何時間的超静水压力 u 可用(12.1)式来确定,如下式

$$u = \gamma_w h \quad (41.1)$$

式中 h 是水力水头,它是以固結土层之上的地下水水位为基准。在很長時間之后,超静

水压力 u 变为零,整个固结压力变为在各颗粒之间传递着的有效应力。如果任何点的固结压力是 Δp ,则从平衡条件得

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (41.2)$$

式中 $\Delta \bar{p}$ 是某时间内由各颗粒之间传递的一部分固结应力, u 是相应的超静水压力。

固结过程的图示

因(41.2)式内的 Δp 是常数,所以,为了认识某点的固结过程,可观察这点的 u 的变化,或按(41.1)式可观察这点的假想直立管内所引起的 h 的变化。

由于地面上建筑物的重量,第92a图中的可压缩土层的固结情形见第105图。假定土层的顶面和底面都能自由排水,且土层内的水仅在垂直方向上流动,再假定土层的顶面至底面之间的固结应力 Δp 并不变化。

观测一组直立管内水面的位置,可研究土层的固结过程。各管的下端是位于土层的垂直线上,见第105图。由于超静水压力和土壤内水面的位置无关,所以假定土壤内水面和正在固结土层的顶面相同。如果各直立管的排列方法是1—2'、1—3'等水平距离等于相应的1—2、1—3等垂直距离,见图,则在某一时刻表示水管内水面的轨迹的曲线就是水压线(见第14节)。a点以下任何深度 d 处的水力坡降 i 就等于水压线上某点的坡度,这点距a点的水平距离等于 d 。而且,如果水压线上任何点的坡度是向右朝上,则土层内相应点的水流方向向上。

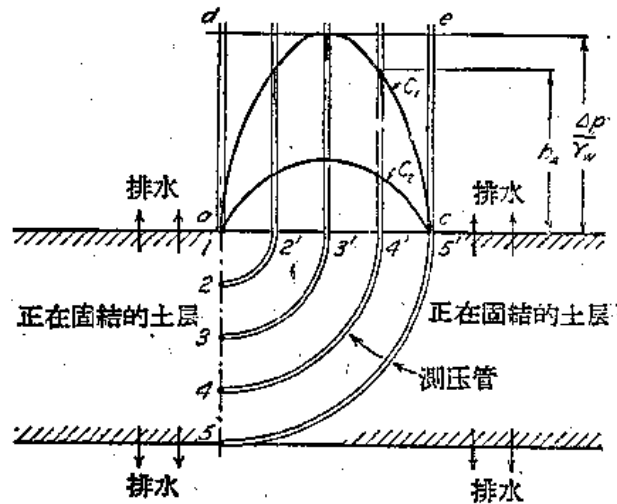
开始加荷重时粘土层的垂直断面上的超静水压力分布以水平线 de 来代表,这线在自由水面以上的高度是 $\Delta p/\gamma_w$ 。

这水平线就是开始水压线。根据第14节,粘土层是从它的一个排水面或两个以上排水面向它的内部进行固结。故固结开始时土层中部的测压管水面尚保持不变,但其他在外侧的测压管水面则降低,见水压线 C_1 。此后,所有水面都降低,见 C_2 ,但是这水面的高度自中部向排水面减少至零。最后,经过长时间后,所有的超静水压力都消失,最后的水压线就是水平线 ac 。

各种固结过程的水压线见第106图。如果正在固结的土层可以从它的上下两面自由排水,则这土层叫做双面排水层,它的厚度以 $2H$ 来表示。如果水分仅能由一面自由排出,则这土层叫做一面排水层。它的厚度以 H 来表示。第106图内的a、b、c和e各土层是双面排水层,d和f两土层是一面排水层。

第106a图就是第105图的简图。这图上没有绘示测压管。此图所示为双面排水的粘土层自顶至底之间受着均匀的固结应力作用下的固结情形。

如果正在固结的土层的厚度较之荷重面积的宽度为大,则由于建筑物或填土的重量所引起的固结压力随深度而减小,它和第91图内的曲线 C_4 相似。根据简化的假定,固结压力之随深度而减少是直线关系,故固结开始时的水压线可以用第106b图的 de 线来表



第105图 可压缩粘土层的固结

示, 土层的顶面和底面的固结压力分别是 Δp_t 和 Δp_b 。

如果正在固结的土层的深度远较荷重面积的宽度为大, 则压力 Δp_b 远较 Δp_t 为小。在这情形下, 可以足够准确地假定 $\Delta p_b = 0$ 。双面排水层的水压线见第106c图, 一面排水层的水压线见第106d图。必须注意, 第106d图的一面排水层在固结的同时, 粘土层下半部发生暂时的湿胀。

水力填筑土层除本身重量外, 并未受其它力量作用时固结情形见第106e及f两图。地下水水位是假定在这土层的顶面, 并且不考虑施工时所引起的固结作用。第106e图的填土是在砂层(双面排水层)上, 第106f图的填土则在不透水层(一面排水层)上。在时间 $t=0$ 时, 这两种土层的土壤在水中的重量(每单位体积 γ')由水所负载, 此时固结压力自表面的零增至底面的 $H\gamma'$ 。故这两土层的最后固结结果是一样的。但固结过程中水压线形状的不同, 说明这两土层在接近最后稳定固结时的固结速率是极不相同的。

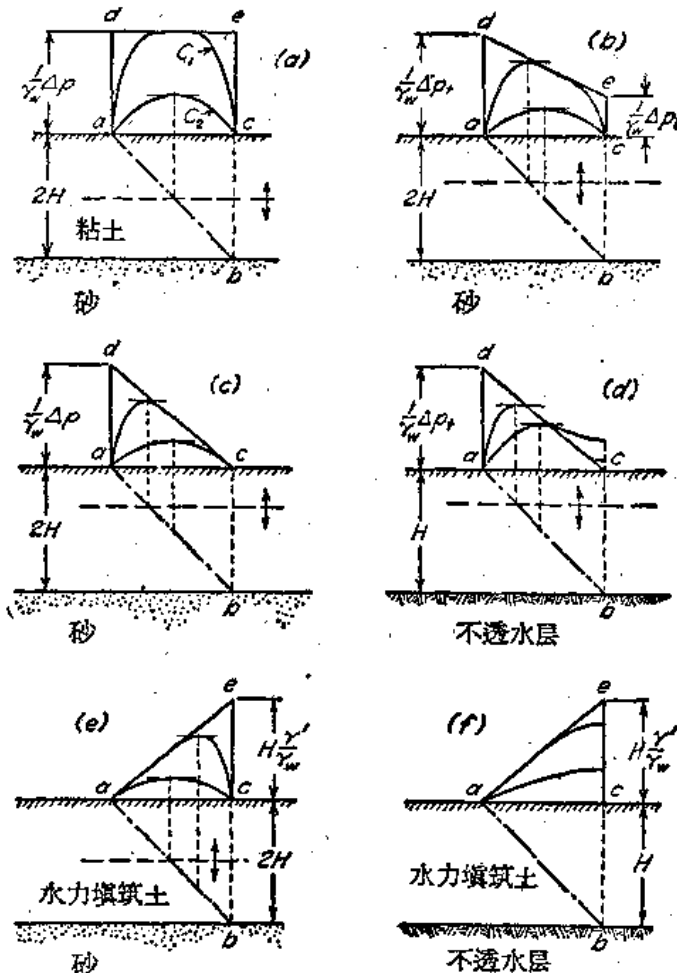
固结速率的计算

为了计算第106图所示固结过程的固结速率和固结百分数 U , 见(14.1)式, 必先作下列的简化假定

- (a) 在各个固结时期, 正在固结的土层内各点的渗透系数 k 都相同, 见(11.6)式。
- (b) 在各个固结时期, 正在固结的土层内各点的体积压缩性系数 m_v 都相同, 见(13.3)式。
- (c) 过多的水量仅沿垂直方向上排出。
- (d) 压缩的时间延滞作用是由于土壤的低渗透性所致。故可不考虑第14节所述的次时效应。

正在固结土层的水平薄层的垂直断面见第107a图。这薄层的厚度是 dz 。水流经过这土层的流速是 v 。不平衡的静水压力是 $\frac{\partial u}{\partial z} dz$ 。根据第11节的达塞定律, 必须

$$v = ki = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -k \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (41.3)$$



第106图 在垂直方向上不同的排水情形和不同的固结压力分布时, 理想粘土层在固结过程中的水压线

如果土层是不可压缩的, 则从土层流出的水量必等于流入的水量, 故

$$\frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (41.4)$$

这个条件和(39.1)式的連續条件相同。但在单位厚度的正在固結的可压缩土层中, 单位时间内由这土层流出的水量必較流入的水量为多, 这个多流出的水量等于这土层相应的体积减小。故利用(13.2)式, 得

$$\frac{\partial v}{\partial z} = m_v \frac{\partial(\Delta p)}{\partial t}$$

因 Δp 是常数, 故由(41.2)式得

$$\frac{\partial(\Delta p)}{\partial t} = -\frac{\partial u}{\partial t}$$

因此
$$\frac{\partial v}{\partial z} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t}$$

将上式和(41.3)式合併, 得

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

或

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (41.5)$$

(41.5)式就是縱向排水时各种固結过程的微分方程式。将下式代入上式, 则上式可以簡化

$$c_v (\text{公分}^2/\text{秒}) = \frac{k (\text{公分}/\text{秒})}{\gamma_w (\text{克}/\text{公分}^3) m_v (\text{公分}^2/\text{克})} \quad (41.6)$$

系数 c_v 是固結系数, 見(14.2)式。故

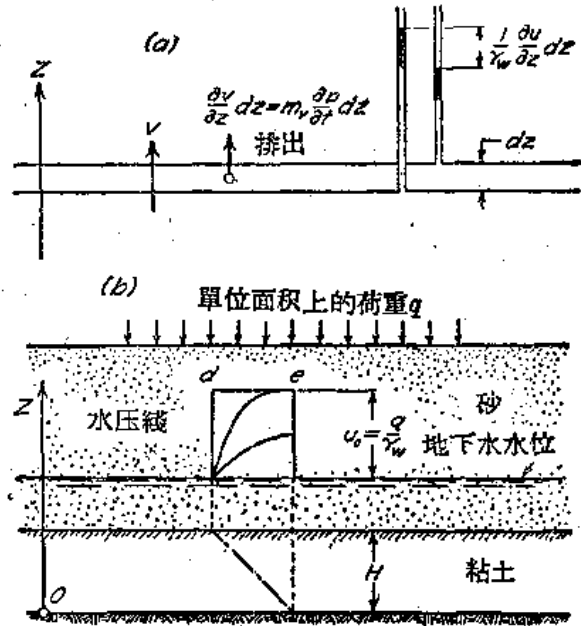
$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (41.7)$$

这方程式的解答必須滿足水力边界条件。这些边界条件取决于第106图內各图的載重和排水情形。茲以一面排水层的固結作用和均匀分佈压力的边界条件为例, 根据第107b图, 边界条件如下:

- (1) $t=0$ 时, 距不透水层任何距离 z 处的超靜水压力是 Δp 。
- (2) 任何時間 t 时, 排水面 $z=H$ 处的超靜水压力是零。
- (3) 任何時間 t 时, 不透水层面 $z=0$ 处的水力坡降是零 (也就是 $\frac{\partial u}{\partial z}=0$)。
- (4) 在极長時間后, 任何 z 处的超靜水压力是零。

利用(41.7)式結合着边界条件, 就可以确定某時間 t 时的固結百分数 U 。固結百分数 U 的方程式如下

$$U\% = f(T_v) \quad (41.8)$$



第107图 (a)固結土层水平薄层的垂直断面, 图示在薄层边界处的水压力, (b)固結土层的断面, 图示这土层的水力边界条件

式中

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (41.9)$$

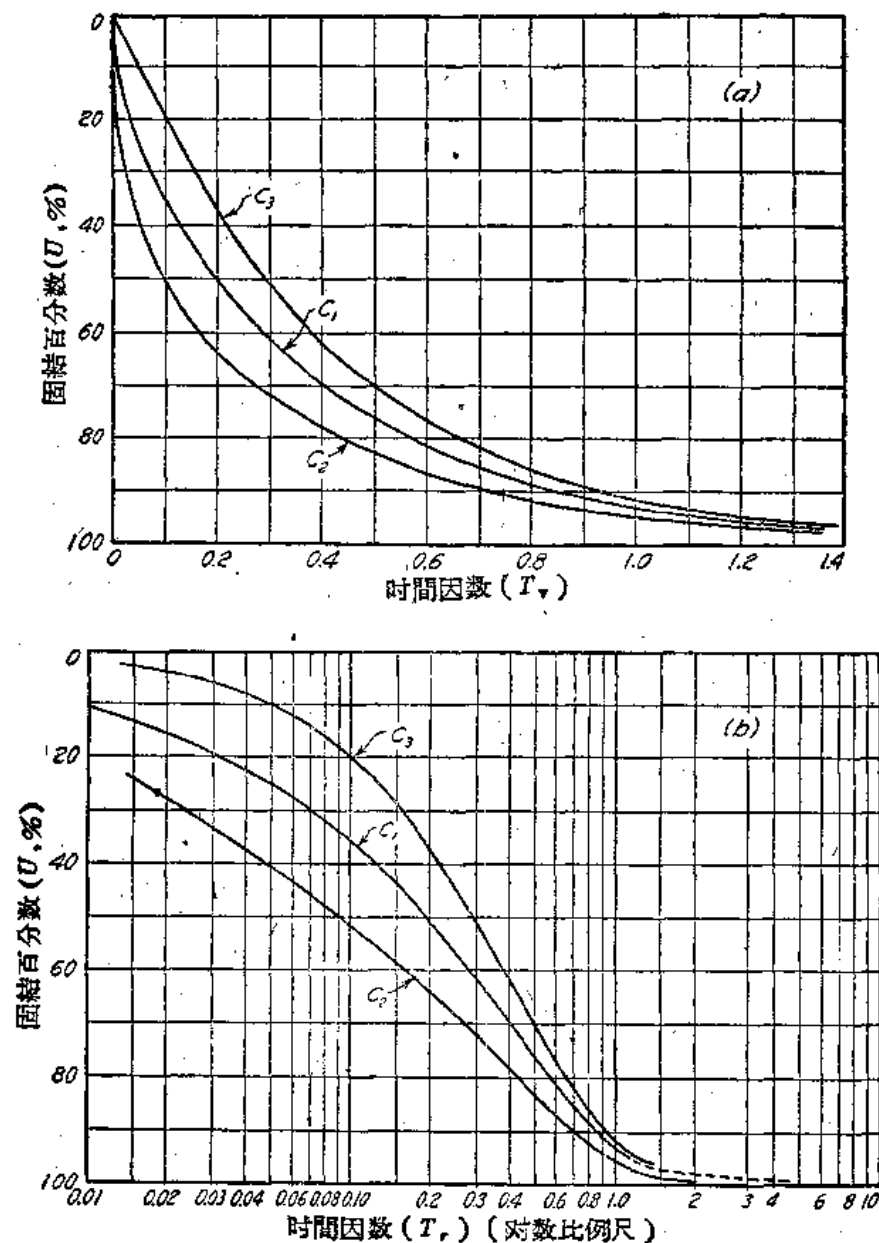
是一个純数值，叫做時間因数。因(41.8)式中的土壤常数和可压缩土层的厚度組成了无尺度的時間因数 T_v ，故在某一荷重和排水情形下正在固結的各土层的 $U\% = f(T_v)$ 值都是一样的。利用微分方程式(41.7)，曾經确定了实用上各种重要情况。它的結果會用图解或表格来表示。利用这些图解和表格，除了(41.9)式尚需求解外，不用其它計算就可以解决各种实际問題。第108图就是第106图內各項問題的解答。下面所述可作为应用图解的准繩。

不論零水压綫的坡度怎样，各种双面排水层（厚度 $2H$ ）的 $U\%$ 和 T_v 的关系可以用曲綫 C_1 来确定。故曲綫 C_1 代表第106a、o和e图中的一切固結問題的解答。如果零水压綫是水平綫，它表示正在固結的土层內的固結压力是均匀分佈，則曲綫 C_1 也代表厚度为 H 的一面排水层的固結过程。第108a图的图解的应用方法如下例所示。

第92图中厚度

为 $2H$ 的双面排水层的固結系数是 c_v 。今欲确定在上层建筑物重量作用下土层的固結百分数为60%时的時間 t 。从(41.9)式，得

$$t = T_v \frac{H^2}{c_v}$$



第108图 時間因数和固結百分数的关系

(a)時間因数用算术比例尺繪制；(b)時間因数用对数比例尺繪制。曲綫 C_1 、 C_2 和 C_3 各相当于第106图中a、d和f的不同荷重和排水情形。

不論零水压綫的坡度怎样，根据第108a图的曲綫 G_1 ，固結百分数等于60%的相应時間因数是0.28，故

$$t = 0.28 \frac{H^2}{c_v} \quad (41.10)$$

如果厚度为 H 的一面排水粘土层的零水压綫是水平綫，則在(41.10)式的時間 t 后这土层的固結百分数也等于60%。

如果一面排水层的固結压力自頂面的 Δp_1 值降至底面的零，見第106d图，則 U 和 T_v 的关系可用曲綫 C_1 来求得。如果一面排水层的固結压力自頂面的零降至底面的 Δp_b ，見106f图，則由曲綫 C_2 可得 U 和 T_v 的关系。对于介于上述两者之間的固結压力垂直分佈，可以用內插法求得足够精确的結果。曲綫 C_1 至 C_2 的半对数图見第108b图。 U 的較小数值可以从半对数图上比較精确地求得。 C_1 的半对数图就是相当于第28b图的实綫。

由于以上分析在开始时所作的簡化假定，所以沉陷速率的計算是一种粗略的估計。理論和实际之間的最重要差異就是次时效应，見第14节。依据固結理論，時間——沉陷曲綫应接近于水平漸近綫，但是实际上这曲綫和第28a图上傾斜切綫相併合。目前对于由于次时效应而产生的次沉陷量尚不能从試驗結果来估計。經驗指出，正常荷重粘土上建筑物的次沉陷速率在施工后第一个十年內約为每年 $1/8$ 吋至 $1/4$ 吋。但特殊的次沉陷速率會高达每年一吋。

除非假定的水力边界条件符合于現場的排水条件，否則沉陷計算的結果显然是不能接近于正确的。所有在粘土层內的砂或粉沙連續薄层的作用是像排水层的作用一样，因此它加速了粘土的固結作用，但是砂和粉沙的不連續层並沒有这种作用的。如果鑽探記錄指出粘土层內有砂或粉沙的夾层，則工程师通常不能肯定这夾层是否連續。遇有这种情形时，可应用固結理論来决定沉陷速率的上下两极限值。除非在現場上进行观测，否則真正的沉陷速率仍然是不知道的。

习 題

1. 曾在两砂层之間的厚20呎的粘土层取出代表性土样。根据固結試驗，求得这土样的平均 c_v 值是 4.92×10^{-4} 公分²/秒。在这种地基上建造房屋后，这土层的平均垂直压力各处都增加，房屋也开始沉陷。試問多少天內房屋的沉陷量是最后沉陷量的一半？

答：438天。

2. 第1題的粘土层中有一薄层排水层，这排水层在粘土层的表面下5呎，試問多少天后才能达到最后沉陷量的一半？

答：127天。

3. 不渗水的石基上有一层粘土，厚30呎。今設沿垂直綫上的固結应力自粘土层頂面的最大值均匀地变至石面的零。粘土的 c_v 是 9.5×10^{-5} 公分²/秒。試問建筑物施工后多少年，沉陷量达最大值的30%？如果这粘土层在透水砂层上，而不是在石基上，試求解上述同样問題。

答：6.5年，4.9年。

第42节 土壤的稳定性

高水位情况和水位驟落情况

如果土壤的上游坝坡是局部地或全部地浸沒在水中，則坝內土壤不仅受着它本身的

重量作用，而且也受着土坝内渗水的渗透压力作用。(39.6)式中的渗透压力 p_s 是由于渗水和孔隙四壁之间的摩擦作用，因此这种压力是作用在渗水的方向上，也就是沿着第102a图的流网的流线方向上。因水系自上游坝坡渗至下游坝坡，故渗透压力增加上游坝坡的稳定性。同时，它使下游坝坡的安全因数减小至水库正常使用情况下的最小值。故水库盛满水时的水力情况，代表着下游坝坡的最危险情况，这情况叫做高水位情况。

如果除水库盛满水时的渗水而外，再加上坝顶和下游坝坡上部的雨水渗入坝身，则在理论上下游坝坡的安全因数较高水位情况者为小。这种情况的流网见第102b图。在长期暴雨或厚雪层融化时，即可能发生这种情况，但是公路路基和铁路路基的管理经验指出，这种情况是一种例外情况。在正常浸润线和坝身表面之间的坝身土料内的空气含量，似可防止土料完全饱和含水。故在以下讨论中，暴雨或雪水对于下游坝坡稳定性的影响将不予考虑。

高水位时，设计合适的土坝的浸润线是完全在下游坝坡下面(见第102a图)。上游坝坡是一条等位线，浸润线是一条流线。如果库水面骤降至坝底，则流网的性质假定如第102c图所示。水位骤落时，浸润线保持它的原来位置，但是上游坝坡并不是一条等位线，而是一个自由水面。这种流网所代表的水力情况叫做水位骤落情况。当从高水位情况转变至水位骤落情况时，下游坝坡较之以前更为稳定，但是上游坝坡的坍塌可能性则大大增加。在这以后，土料孔隙内的自由水分逐渐渗出，结果上下游坝坡的稳定性又都增加。故对于上游坝坡而言，水位骤落时期是最危险的情况。

为了求得土坝或土堤在渗透压力作用下边坡的稳定安全因数，必须选择取土坑内的代表性土样，在施工前估计它在施工中堆放并夯实后的平均比重、相对密度、渗透系数和含水量，并依据现场情况作出稳定性计算的基本假定。这些初步探察调查和土壤试验计划的拟订一样，都需要经验和判断。下列数段仅论及稳定性计算问题的理论部份。

水位骤落时不可压缩壤土的稳定性计算

第109a图是土坝的断面。水位骤落前，坝身的两坡完全浸没在水中，水位骤落时，自由水面从坝顶的高度降低至坝基的高度。而且，假定坝身土料事实上不能压缩，如很紧密的砂土；同时，和坝高比较，毛细管水升高可以略而不计。

这种坝身在水位骤落时的流网见第109a图。这流网的水力边界条件如下：整个流网对称于坝身的中心线；坝身的中心线和坝基都是流线；坝顶是等位线；坝坡是自由水面。由第39节，水将在任何点 N 的测压管中升至经过 N 点的等位线和坝坡相交的一点，就是升至距 N 点的高度 h_w 。故 N 点的孔隙水压力是

$$u_w = \gamma_w h_w \quad (12.1)$$

圆心为 O_1 的圆弧 efb 是第一次选择的滑动面，它的相应摩擦圆是圆 C_1 。如果滑动面的半径是 r ，填土的内摩擦角是 ϕ ，则摩擦圆的半径 r_1 等于 $r \sin \phi$ 。

使滑动沿着圆弧 efb 发生的力 W_1 ，等于 efb 以上土壤的重量(土粒和水的总重)。沿着圆弧 efb 上抵抗滑动的摩擦力等于内摩擦系数 $\tan \phi$ 和圆弧 efb 上总有效压力之积。但是圆弧上任何点的总有效压力等于这点的总压力和中性压力之差。因 efb 上任何点的 h_w 值，(12.1)式，可按比例尺绘出，故可用第109b图的力多边形，很容易地求出 efb 上的总中性压力 F_{w_1} 。绘总力 W_1 和中性力 F_{w_1} 的力多边形，可得 efb 上的有效压力的合力 F_1 ，见第109c图。第109a图中 F_1 的作用线通过 W_1 和 F_{w_1} 的交点。

由于第109a图中 F_1 和摩擦圆既不相交又不相切,所以水位骤落,除非摩擦力和凝聚力都抵抗这种滑动,否则它将使坝坡损毁。为了估计防止沿 efb 滑动所需的凝聚力,必须确定凝聚力 C_1 的作用线,见第31节。凝聚力 C_1 的作用线和力 F_1 的作用线相交于 g 点,见第109a图。为了满足斜坡 ab 的稳定条件, C_1 和 F 两力的合力 F_{c_1} 必须通过 g 点,并且和摩擦圆 c_f 相切。在第109c图的力多边形中,绘线平行于第109a图中这些力的作用线,则可求得力 c_1 的大小。

为了估计滑动安全因数,必须于第109c图中绘 st 平行于 O_1g 。如果滑动面完全无摩擦力,则防止滑动所需的凝聚力是 $rt = F_t + C_1$ 。故如果许可凝聚力是 C_a ,则滑动安全因数如下

$$G_s = \frac{F_t + C_a}{F_t + C_1} \quad (42.1)$$

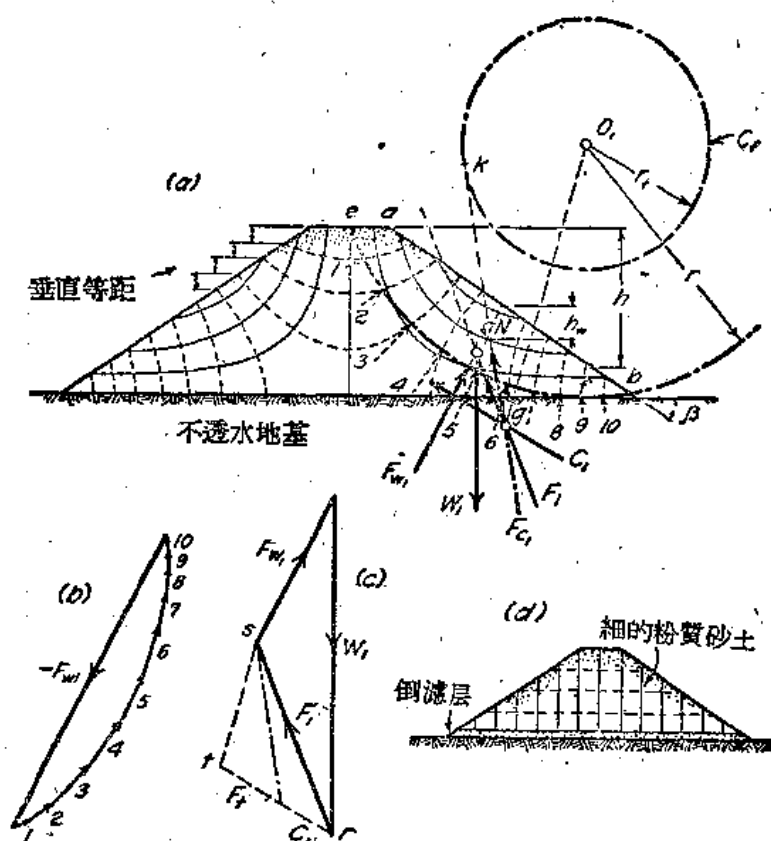
如果坝坡不需凝聚力而呈稳定,则(42.1)式中 C_1 是负值。而且,如果土壤无凝聚力,则 C_a 是零。按这些假定,得

$$G_s = \frac{F_t}{F_t - C_1} \quad (42.2)$$

这值较之用(31.1)式求得的无凝聚力土壤斜坡的安全因数大10至15%。较精确的方法,可根据(31.2)式的概念,来判断滑动安全因数。

因第109a图中 efb 可能不是临界图,故必须按与坝顶相交与坝底相切的不同圆弧重复上述步骤。滑动将沿 G_s 值为最小的圆弧发生。

如果遭受週期大水的公路路堤是由夯压坚实的较不可压缩的土壤筑成,则为了防止洪水骤落时削弱斜坡的稳定性,可在路堤和地基之间放一层砂砾倒滤层,见第109d图。因水向下排入倒滤层,故渗透压力是作用于向下方向,而不是在向外方向。如果在蓄水坝下面修建这种倒滤层,则必须用一道比较不透水的土料将倒滤层分成上下游各半,以便使倒滤层不连续。这种不连续的倒滤层曾建于密西西比河阿卡白脱拉坝(1941)。



第109图 (a)水位骤落后细砂堤坝内的瞬时渗流情况, (b)、(c)稳定性计算的力多边形, (d)堤坝下有粗粒倒滤层时,水位骤落后堤坝内的渗流情况。

水位驟落時不可壓縮壤土的簡化穩定性計算

第38節中曾論及由於等位綫的真正形狀在很大程度上取決於土壤滲透系數的局部變化，所以各種有滲流作用的計算都是很不准確的。因此簡化的穩定性計算誤差如果偏於安全方面，而且又不超過10或15%，則這種計算方法也可以和剛述過的較複雜的方法達到同樣的目的，而且甚至還會好些。

其中一種簡化計算方法見第110圖，它應用於約小於1:2.5的填坡。水位驟落時的流網見第110a圖。這圖中用虛綫表示的大部分等位綫都是幾為垂直綫。故假定所有等位綫都是垂直綫並無很大的誤差，見第110b圖。

如果作出上項假定，則滑動面上各中性應力的合力 F_w 通過滑動部分 $abfe$ 的重心 O_g 。而且， O_gO 綫幾可正確地代表 F_w 的方向。它和垂直綫成 α 角。 F_w 的垂直分力等於和滑動部分體積相等的水的重量。故如果 A 是單位土填長度內滑動部分的體積， γ_w 是水的比重，則 F_w 的垂直分力是 $A\gamma_w$ ，而且

$$F_w = \frac{A\gamma_w}{\cos \alpha}$$

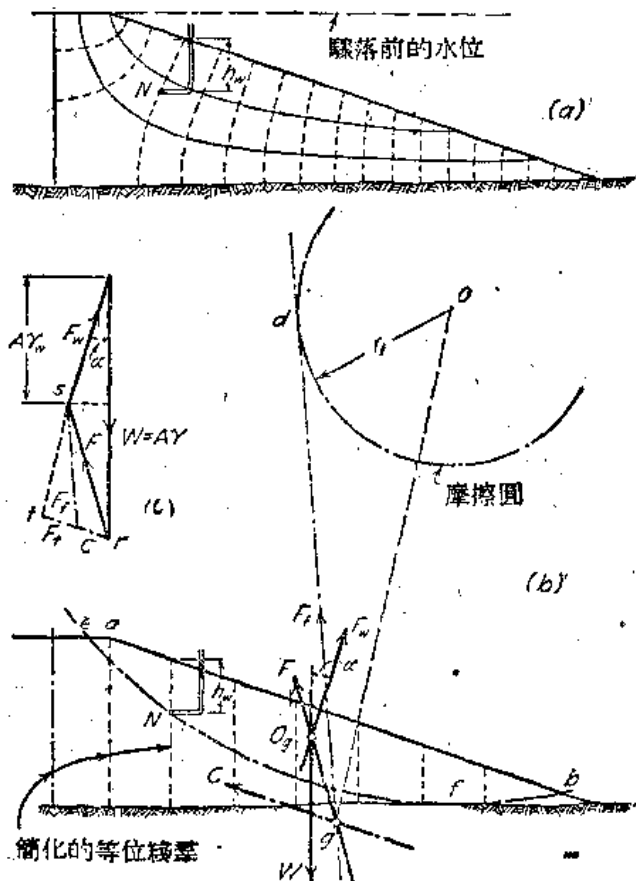
故不用繪力多邊形就可求得 F_w 。其餘的研究和第109圖相同。沿着 efb 的滑動安全因數係用(42.1)式來確定，斜坡損毀的安全因數則等於重複研究各種不同圓弧時所得的最小值。

由於真正等位綫和假定等位綫之間的差別，見第110a和b圖， F_w 的真正數值較第110b圖中的 F_w 為小，所以填坡的真正安全因數較計算者為大。對於陡坡，它們的差別很大。但是坡角 β 減少時，它們的差別也減少； β 值小於約 15° 時，這種差別可略而不計。

水位驟落時可壓縮壤土的穩定性計算

如果筑填土料實際上並不是像前數段所假定的不可壓縮土料，則不能用流網法來計算中性壓力（見第39節）。但是必須考慮水位驟落時筑填土料中應力變化的水力作用。水位驟落所引起的應力變化見第111a圖。這圖的左側是水位驟落前水平斷面 af 上垂直應力的近似分佈。面積 adb 代表這斷面上的有效正向壓力，面積 add_1a_1 代表中性壓力。垂直壓力和水的比重 γ_w 之商等於各面積的以下面邊界為基綫的上面邊界的縱坐標。水平斷面上各點的中性應力等於 $\gamma_w(H-z)$ 。

水位驟落使水平斷面上的總正向壓力減小至第111a圖的中心綫右側的面積 bd_1f 所代表之值。因水位驟落后填土的含水量保持不變，所以水平斷面上有效應力實際上保持不



第110圖 水位驟落時，不可壓縮壤土的簡化穩定性計算方法

(a) 水位驟落時的流網；(b) 簡化的等位綫率；
(c) 穩定性計算中的力多邊形。

变。由 bfd 和 abd 两面积相等这一事实就可以看出来。因此，水位骤落后水平断面 ab 上任何点的中性应力等于

$$u_w = \gamma_w(z_1 - z)$$

压力水头是 $z_1 - z$ ，以填土之底为基准的静水水头是

$$h = z_1$$

满足于这些条件的等位线是垂直线。换言之，等位线的形态和第110b图的不压缩填土的简化等位线的形态相同。故可按第110b图的方法进行稳定性计算，且可用(42.1)式来计算安全因数。

前小节已指出，第110b图中不可压缩填土的安全因数的简化计算方法所引起的误差是偏于安全方面。这方法应用于可压缩填土时，它是接近于正确的。这个事实得出的结论是填土的压缩性增加它的斜坡在水位骤落后发生损毁的可能性。如果坡角 β 是 36° ，则非凝聚性土壤达到平衡所需的最小内摩擦角 ϕ 随填土材料压缩性的增加而约自 48° 增至 57° ；如果 $\beta = 18^\circ$ ，则 ϕ 值约自 $33^\circ 30'$ 增至 36° 。

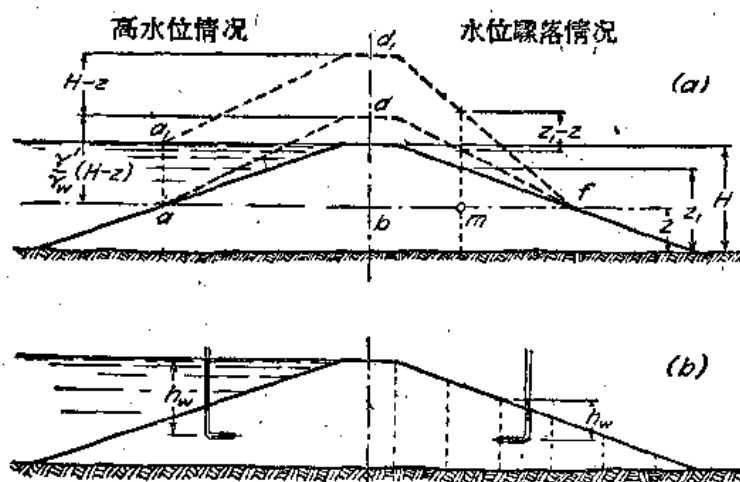
水位降落速率对于稳定性的影响

如果不可压缩填土的渗透性和粗砂一样大，则填土孔隙内水分的排出几和外面水位的降落一样快。另一方面，如果不可压缩填土的渗透性很小，则土壤的孔隙很细，毛细管力可以把大部水分吸住。外面的水面下降时，毛细管水饱和区域内的孔隙水压力自正值变至负值(见第21节)。故这填土在水位下降的末期较它开始时稳定。所以，如果是不可压缩填土，则它邻近水位的逐渐降落，实际上消除了水位降落的损毁危险；如果这填土的渗透性很小，则水位甚至会增加斜坡的稳定性。

可压缩填土的渗透性一般也是很小的，且大部水分是由填土内的毛细管力吸住。但由于填土的固结作用，

水位下降的同时或水位下降后，发生了填土体积的减小。由于固结进行得很慢，故第110b和111b两图的水力情况甚至要在水位下降很慢时才发生。故如果是可压缩填土，则水位慢慢下降后的稳定情况和水位骤降后情况同样不利。这就说明了经验也曾指出的下列事实：水位下降时的损毁常在较可压缩的细粒土壤(如粉沙或粉沙和粘土的混合物)所组成的斜坡中发生。由于压缩性对于逐渐下降有决定作用，故填土的彻底夯实是很重要的。

实际上水位常是逐渐下降的。少于数日的水位降落是很少的。如果水位慢慢下降，则填土的平衡条件不仅取决于压缩程度，而且也取决于填土的渗透性和它的储水能力。故在水位逐渐下降时，填土性质对于稳定情况的作用较之骤然下降后为重要。



第111图 (a)水位骤落后可压缩填土内应力状态的变化；(b)水位骤落时的等位线。

蓄水壩的穩定性

第109至111各圖中曾假定填土是對稱于中心綫，且在填土的两斜坡完全浸水后才發生水位下降。相反于這個簡單情形的，就是蓄水土壩上游壩坡通常稍較下游壩坡平坦，下游壩趾有倒濾層，見第102圖。而且水位下降之前，只是上游壩坡浸水。這些不同點就影響了穩定性分析的具體細節，但並不影響一般的原理。

在蓄水土壩下游壩坡的穩定性計算之前，必須先繪制高水位時土壩壩身內的流綫，因為高水位時是下游壩坡的危險情形。這種水位時的流綫見第102B圖。由于等位綫是曲綫，所以必須按第109圖的方法來研究。

上游壩坡的危險情況就是水位下降之時。但是除非上游壩身的筑壩土料是低滲透性的和至少是中等壓縮性水位下降時壩坡損毀的危險性是可以不予考慮的。水位下降後上游壩身內孔隙水壓力的數值和分佈不僅取決于水位降落速率和筑壩土料的固結特性，而且也取決于筑壩土料的含氣量、密度和滲透性。由于後面幾個因素完全是偶然的，它們不能精確測得，故設計人員不得不根據簡化的假定來粗略估計孔隙水壓力。上小節以前一小節的討論說明了在估計時應考慮到的論點。

填土材料的抗剪強度

對於受着滲透壓力作用的壩堤或路基的穩定性研究，問題是填土材料的抗剪強度是否可以用慢剪試驗、固結快剪試驗或快剪試驗（見第15節）來測定。這問題的答案是取決于必須分別考慮的幾個因素。其中最重要的因素就是施工末期填土的固結情況和剛在某種危險情形前填土內的應力情況。

如果土壩是由夯壓堅實且實際上不可壓縮的土壤組成，而且這種土壤的滲透系數大於約 10^{-6} 公分/秒，則可以安全地假定施工末期填土將完全達到固結狀態。並且可以假定水庫在充水和其後的水位降落時，填土材料的含水量也能適應于這時的應力變化。故常可安全地根據慢剪試驗的數值來計算這種土壩的穩定性。凝聚力可略而不計，所產生的誤差是偏于安全方面，這是由于在低的正向壓力和中等的正向壓力時，固結快剪試驗所得數值高于慢剪試驗所得數值。

如果土壩由粘土筑成，則情況完全不同。由于粘土的滲透性很低，故它的含水量在施工時並無顯著的減少。所以，施工後土壩的穩定性，必須根據快剪試驗的結果來研究，快剪試驗時所用粘土土樣的情況應和壩堤內所用粘土相同。但是粘土土壩的危險時期並不一定即發生在施工之後。由于一再固結，壩的中心部分的含水量隨歲月的增加而減小，但上游坡面以下和下游壩趾附近土壤的含水量則增加。這些含水量的變化對於粘土抗剪強度的影響必須考慮。故不僅要在最後情況下而且要在一兩次中間情況下估計含水量的變化和計算它的穩定性。

如果土壩是由介乎砂土和粘土的土壤所筑成（如可壓縮的粉沙），則固結計算可能指出，填土材料是有足夠的滲透性使得在施工時期發生固結的。如果確是這樣，則含水量必將使它本身適應于施工時沿滑動面上產生的剪應力。另一方面，水位降落的作用必須考慮，因為這種作用可能在含水量實際上不變時使剪應力增加。故必須根據適合于計劃操作情況下的慢剪試驗和固結快剪試驗結果的最不利情況來進行穩定性計算。這種研究的具體細節有如前段所述的一樣，不能作為經常步驟，並且它們是在本書範圍之外。

第三篇 設計和施工的問題

第一編和第二編是闡述近代土力学的內容。土力学是应用力学范疇內的一小部分。

历史指出，在应用力学創立前的數世紀，結構工程的範圍內未必有一个实用重要性的簡單概念，許多工程師或个别工程師並未自然地把这概念預先提供到和尽善尽美地应用到設計和施工中去。人們看到古老的橋樑、導水道和圓形屋頂大廈，敬佩着它們的設計人員和施工人員，就足以証实这事。但是，进展是艰难的和很慢的，这是由于特出的成就需要深刻的認識能力。

直至应用力学創立，結構工程的技术受到科学发展的支配后，这种情况才开始改变。当人类的生产活动范围受到科学的有效支配之时，甚至是一般的勞動者都也就获得使他的工作方法和設計方法适合于自然規律的能力，这样，他的工作效率就飞跃地提高。前世紀的結構工程的空前发展，就足以証明这事。

地基工程和土方工程落后于土木工程的其他部門，这是因为前者所存在的因果关系的規律性並不像其他部門那样簡明。而且，由于自然土壤沉积物的物理性質和結構的复杂性，許多問題並不能祇用理論来作适当的解决。

儘管存在着这些困难，但各种問題所存在的因果之間的关系的丰富知識，仍然可使一般工程師对于地基工程和土方工程的合理設計的能力提高像土木工程的其它部門一样有效，虽然情况是不一样的。如果比較本書第三編的內容和二十年以前发表的任何著作中地基和基础的章节，就可以知道这一点。

第三編第一章是討論自然土壤沉积物的性質和探驗方法。其后两章是述及地基工程和土方工程方面的經驗法則。把这些法則和第一、二兩編的內容联系起来，就可以确定了它們的适用范围並建立补充的半經驗法則。最后一章是論及施工操作对于邻近建筑物的影响，如挖方和抽水等。

第七章 土壤探驗

第43节 土壤探驗的目的和范围

土壤探驗的定义

除非設計人員对于某項工程地基土壤的物理性質至少有一合理的精确的概念，否則他就不可能把地基、土坝或擋土牆的設計做得有智慧和滿意。要求取得这些主要資料的現場和室內試驗研究就組成了土壤探驗。

數十年前，由于土壤試驗的合理方法尚未求得，土壤探驗同样也是不足够的。另一方面，目前土壤試驗的項目和技术的改进又常和試驗結果的实用价值甚不相称。为了避免这两种极端情形，必須采用适合于土壤情况和工程大小的土壤探驗計劃。

土壤情况对于探驗计划的影响

如果一座重要建筑物的基础建筑在十分均匀一致的粘土层上，則由試驗室有經驗的技术人員进行大量的土壤試驗是恰当的，因为試驗結果可以比較精确地預估沉陷量的大小和速率。根据这种預估，就可以适当地分配建筑物的荷重或适当地調整建筑物各部分下面的地下室基础深度，用合理的費用来消除有害的不均匀沉陷的危險。另一方面，如果同一建筑物建造在夾有砂、粘土和粉沙的土层和透鏡状薄层的沉积物上則仅需从鉆孔中取得数打代表性土样来确定它們的指示性質，大量的試驗对于資料的取得是增加很少的。較之大規模土壤試驗所得資料更有意义的补充資料，可以在間距接近的各条垂直綫上，用簡單的地下触探法在短時間内而又費用較少的情形下取得，因为这种触探法可发现各鉆孔之間最弱土层的位置。这最弱土层的发现較之任意取得土样的性質的精确資料更为重要。

前段指出，如果土壤剖面复杂，則土壤試驗的精細計劃並不适当。故土壤探驗的方法必須根据工程地址內土壤剖面的类型来选择。以下数段將討論現場上通常見到的土壤剖面的主要类型的重要性質。

土壤剖面就是表示地基土壤內各土层的厚度和次序的垂直断面。土层就是和性質显著不同的其它土壤层次接触的有一个較具明确边界的土壤层次。如果各土层之間的边界大部彼此平行，則这土壤剖面叫做簡單的或規則的剖面。如果它們的边界大部不規則，則这土壤剖面叫做不規則的剖面。

地面以下深約 6 呎(特殊情形下至較大深度)的土壤物理性質是受到含水量和溫度的季节性变化的影响，也受到树根、蠕虫和細菌等生物的影响。这区域的上部叫做甲层。它大部受到风化的力学作用，並因雨水淋洗而走失一些成分。下部叫做乙层从甲层內洗出的部分物質就在这里沉淀和积聚。

甲层和乙层的土壤性質主要为农业专家和筑路专家所注意。地基工程师和土方工程师則主要注意这些土层以下的地基土壤。乙层以下的土壤性質仅由它的生成母質、沉积方法和此后的地質变化而定。乙层以下組成土壤剖面的各土层可以是十分均匀一致的，或是由和平均性質出入較少的土質所組成。这些較少土質的形状、大小和排列，决定了沉积物的原始結構。由于大部土壤都是在水中沉积，所以最普通的原始結構是成层結構。如果各土层的厚度約小于 1 吋，且厚度大致相等，則这种土壤叫做薄层土壤。例如，第 2 节中冰成粘土就是薄层土壤。冰、坍方、湍流和其它的一些作用可使沉积物形成了不規則結構。这种沉积物並無一定的形式。土壤結構愈接近于不規則，則土壤常数平均值的决定愈困难，而且这些結果也愈不肯定。

凝聚力大的硬粘土和其它土壤的原始結構可能和土壤沉积后所产生的次生結構同时存在。次生結構中的最重要特性是一系列的髮絲裂縫、节理或擦痕(見第 7 节)。洪水冲积平原上的粘土是由許多土层組成，每土层在它沉积后都暫時暴露于大气中，由于暴露时的收縮作用，故这种粘土常常发生髮絲裂縫和节理。擦痕是光滑的磨光表面，它是由于化学过程所产生的体积变化的結果，或是由于重力或构造力使沿着現有节理或新近构成节理的土面上滑动所产生变形的結果。

如果凝聚性土层是发育良好的次生結構，則試驗室試驗結果可能对它的力学性質得出不正确的概念。故对于这种土壤，工程师祇有依靠同一土料的現場經驗加以判断。

工程大小对于探驗计划的影响

拟訂地基土壤探驗计划时，还必须考虑工程大小。如果工程的施工仅需很少費用，則設計人員仅需少量探驗鉆孔和代表性土样的少量分类試驗，而不需去多事探驗。缺乏地基土壤情况的精确資料，应在設計中采用較大的安全因數来补救。另一方面，如果在同一地基土壤情况下进行大規模工程的同类施工，則完善而精細的地基土壤探驗所需費用，常較設計和施工中利用探驗結果所可节省的費用为小，或較設計中利用了不正确假定以致損毀所引起的浪費为小。故在大規模工程中进行广泛的探驗工作是正确的。

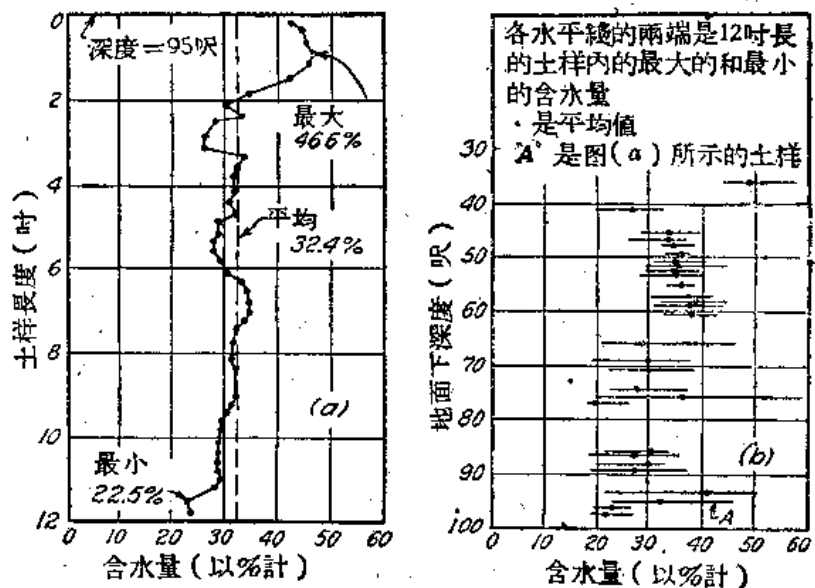
为了使探驗计划适合于某工程的要求，和在最少時間和最小費用下获得主要資料，負責工程師必須熟悉土壤探驗的設備和方法，熟悉室內試驗和現場試驗两种結果的分析方法和它們的应用，和熟悉各种土壤探驗方法所得結果的不正确地方。关于这些課題将予以下两节中討論。

第44节 土壤探驗方法

鉆孔、取样和触探

地基土壤探驗的第一步就是用适当方法在地面以下鉆若干孔，並用鉆孔設備在各土层內采取比較不受扰动的土样。这些鉆孔叫做探驗鉆孔。此外，需要进行現場試驗、采取不扰动土样，或两者都要进行。像地下触探或抽水試驗的現場試驗，可求得具体的直接的土壤剖面資料和現場上土壤的性質。不扰动土样的采取可供給室內試驗来測定土壤性質。

近年来，为了适应土木工程的目的，曾采用地球物理探測方法。这方法是依据了地面上的觀測，推測土壤和岩石之間的边界位置。如果岩石堅硬，而且它的表面並不过于不平整，則岩石面的位置和地形可以用这种方法来測定，因为这种方法較鉆孔法既便宜又迅速。也曾嘗試用地球物理探測方法来決定



第112图 波士頓市一鑽孔內粘土的自然含水量变化
(a) 1呎深度內的含水量变化；(b) 整个鑽孔深度內的含水量变化。

不同土层之間的边界位置，和求得这些土层的物理性質資料。但是这种嘗試尚在实验阶段。

經驗指出，大部自然土层的物理性質，在垂直方向上的变化較大，但在水平方向上的变化較小。依据目力檢驗是均匀一致的粘土层的自然含水量变化就是明显地說明这个事实。波士頓粘土层內含水量变化的探驗結果見第112图。1呎土层內含水量变化見第

112a图, 60呎土层內含水量变化見第112b图。如果粘土层並不是均匀一致, 則它的含水量隨深度的变化很不規則, 見第113图。

如果土层不規則, 則为了求得土壤性質变化的足够資料, 只有从这土层頂面至底面之間采取連續土样, 並把所采取土样的各部分进行土壤試驗, 或进行适当的現場試驗。

第一种現場試驗就像地下触探可得土层的貫入阻力变化的連續紀錄。第二类現場試驗就像測定渗透系数的抽水試驗, 可得所探驗土壤性質的平均值。

把粘土层頂面至底面之間的連續土样进行室內試驗, 可以很方便地測定这粘土层的平均物理性質。通常是以直徑为2或2½吋的鋼質薄壁取土筒从地基內取出連續土样, 这样取得土样的鉆孔叫做筒式土样鉆孔。現場上將盛土样的取土筒两端密封, 並运往試驗室, 直至粘土进行試驗时才启封。

如果必須精确估計粘土层上建筑物的沉降量, 或者如果建筑物修建在特別灵敏的或預先压缩很大的粘土层上, 則必須用直徑至

少是4吋的土样进行固結試驗。由于取得筒式土样的鉆探設備常不适合于采取直徑大于2½吋的土样, 所以必須单独采取固結試驗的土样, 例如在試井中取样或在大直徑鉆孔中取样。虽然这种鉆孔中所得土样在許多情形中並不較薄壁取土筒所得2吋土样的扰动为少, 但是这种鉆孔常名为不扰动土样鉆孔。

为了用室內試驗求得砂土层的物理性質的可靠平均值, 还必须把实际上是連續的土样的各部分进行試驗。但是, 通常用以采取粘土土样的設備並不适用于采取地下水水位以下的无凝聚性土样。如果不采用后面“不扰动砂样”一小节中所述的費用大而繁复的取土方法, 就不可能避免土样的过多损失。故最好用現場試驗方法来探驗无凝聚性土层或接近于无凝聚性的土层, 例如貫入試驗或抽水試驗, 这样就可以不需要取得連續的土样。

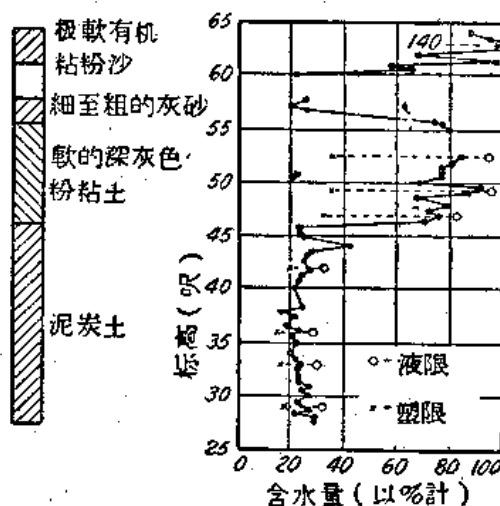
本节內以下数小节是討論土壤探驗的方法和技术。

探驗鉆孔

鑽孔方法 最便宜而又最方便的鉆孔方法是冲洗鉆孔法和土鉆鉆孔法。深度約在10呎以內的淺孔常用土鉆。較深的鉆孔, 两种方法都可采用。

冲洗鑽孔 冲洗鉆孔設備常包括下列各部: 一組套管, 直徑2½吋, 长5呎, 它是用来支持孔壁; 一个落錘, 用来把套管夯击入地基; 一架起重架, 用来操縱落錘和套管; 以及冲洗管, 直徑1吋, 长5呎或10呎。轉环下冲洗管頂端和出水管的接头相接, 它的下端和鉆头相接, 見第115d图, 冲洗的水由冲洗管向下打入, 並由冲洗管和套管之間的空間流出。这鉆探設備还包括有貯水的廻水盆和一座人力水泵或动力水泵。

进行冲洗鉆探前, 首先豎立起重架, 見第114图; 然后把5呎长的套管打入地內約4呎。把T形管接于套管之頂, 並把它的管柄放在水平位置, 管柄上再水平地接上一根短管。廻水盆放在短管末端之下, 盆內装满了水。麻繩是繞过起重架頂端的滑車, 用手拉



第113图 复杂的河岸沉积物內鑽孔土样的自然含水量变化

的繩，可使沖洗管上昇至垂直位置，然后把這管下降于套管頂內。開動水泵，水就這樣循環流動：水從迴水盆經轉環進入沖洗管，于是從鑽頭流出，再從沖洗管和套管之間的環形空間內上昇而出，上昇的水帶着沖搗疏松的土壤經套管頂處的T形管和水平短管流回迴水盆。水流循環之時，沖洗管上下搗攪；每向下击至底時轉動沖洗管，使土壤松散。依靠了搗攪和沖洗作用，將套管內土樣挖除。完成這根套管內挖土工作後，如果需要，打入另外一根套管⁴⁹⁻¹。

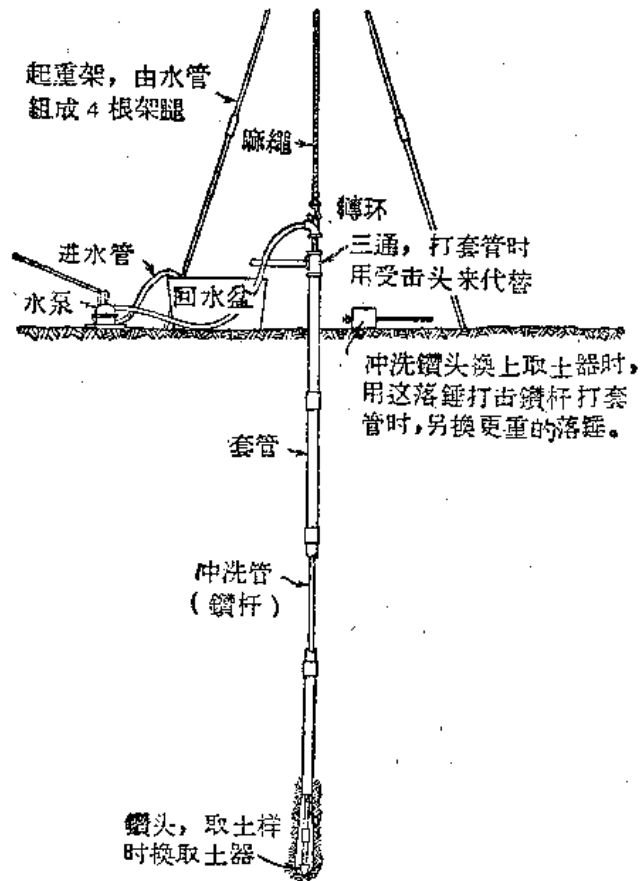
鑽探時，鑽探工作人員觀察從孔內流出的土壤和水的混合物的顏色和一般外貌。如果任何時看到有顯著的變化，則停止抽水，並採取管式土樣

（見“探驗鑽孔中採取土樣”一小節）。如果地基土壤的性質保持不變，則每深5呎也採取一個管式土樣。這個步驟不應改變，因為改變這個步驟可引起地基土壤情形的極不正確的判斷。即使細心地採取土樣，但仍可能不覺察到在砂層之間的若干呎厚的粘土層的存在。

當採取管式土樣，而不能連續進行鑽探工作時，必須使水在套管中升起，直至它的水位達穩定狀態為止。此時應測記地下水水位的標高。較深土層內上昇的水面標高，通常較較上層土層為高。如果不注意這一情形，則將引起嚴重的後果。少數情況中可遇到相反的情形。

土鑽鑽探 鑽探人員不能從沖洗鑽探套管內沖出的混合土質得到土壤性質的正確指示，因此他們也不能辨別出沖洗鑽頭從某一土層通過了另一土層。故雖然土鑽鑽探的成本較大，但有些工程師寧願在深層鑽孔中採用這種鑽探方法。

用來在鑽孔底部採取土樣的土鑽的種類見第115a和b圖。鑽探是這樣進行的：把土鑽鑽入土內一短距離，然後取出土鑽和附着在鑽頭上的土壤，並從鑽頭上剝下土壤，以便檢驗。然後把土鑽放在孔中再往下鑽入。如果鑽孔內土壤從四壁擠入或局部塌陷，致使鑽孔密閉而不能使土鑽插進，則必須用套管保護孔壁，但是這套管的內徑應較土鑽的直徑稍大。套管打入的深度不能超過下一個土樣的頂部，並用土鑽清除套管內的土壤。然後將土鑽放入已清除土壤的鑽孔內把土鑽鑽至套管底部之下以採取土樣。土鑽鑽探不能用于地下水水位以下的砂土，因為砂土不能附着在土鑽上。



第114圖 沖洗鑽探設備

深层土钻钻孔的套管直径通常是4吋,但是为了钻过粗礫或夾有大石的土壤,必須采用8吋或甚至是10吋的套管。阻碍套管打入的石块,可以用钻头把它击碎。

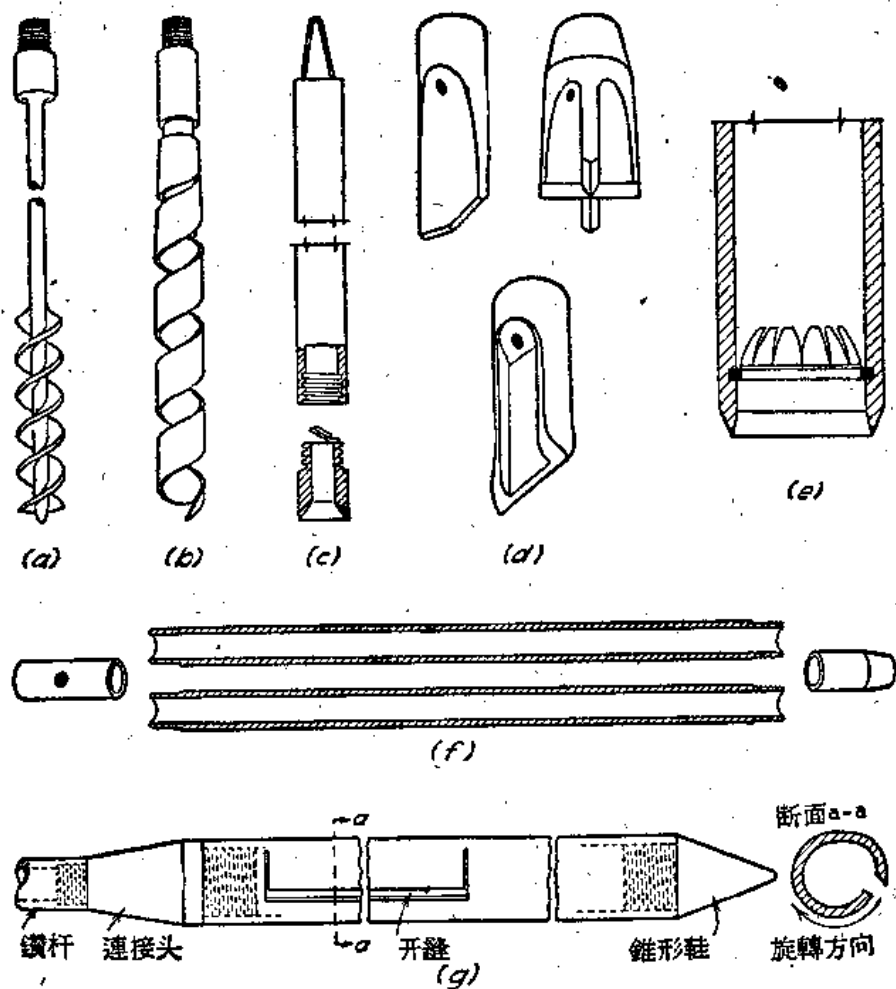
用土钻取出带到地面的凝聚性土壤含有它的所有固体成分,但是土壤的结构則完全遭到破坏,它的含水量也可能較原来含水量为大。因此,在用土钻作为钻探工具时,仍然需要在钻孔达到某一新土层时采取管式土样。祇

有管式土样才能代表不扰动土样的性質。

如果在极軟土层上面有一层較硬土层,例如礫层,則土钻钻探常不能发现这两层之間的真正边界位置。有一个例子,在两层厚的礫层之間的厚8呎的軟粘土层就沒有被发现。另一例子,礫层和下面軟粘土层之間的边界位置,測記的位置在它的真正位置以下10呎。这种誤差是由于套管打入到土钻取土的标高以下。套管把石料推入或带至粘土层。如果能使钻头(或切削工具)同时和套管进入土层,而且土壤性質能允許这样操作,那么就可以避免以上发生的誤差。

探驗鑽孔中的採取土样 为了在探驗鑽孔中采取土样,可将取土管附着在冲洗管或鑽杆的底部,以替代钻头,並使它下降至孔底。把取土管压入或打入土壤內采取土样,然后从鑽孔中把它取出。

探驗鑽孔中所用的取土管通常是由內徑約1吋、长1至2呎的管子构成,这个管子是在管軸方向上对半分开,見第115f图。因此这种取土管叫做对分式取土管。采取土样时,这取土管的两半瓣是在两端用两根短螺絲管联結着。其中一根短管是用来使这取土管和冲洗管相接,另一根短管的管口为銳刃形,作为取土管打入土壤时的切刃。



第115图 鑽探所用取土工具

(a)、(b)土鑽; (c)瓦器; (d)鑽头; (e)有捕砂鋼彈簧片的取土管; (f)对分式取土管; (g)砂斗。

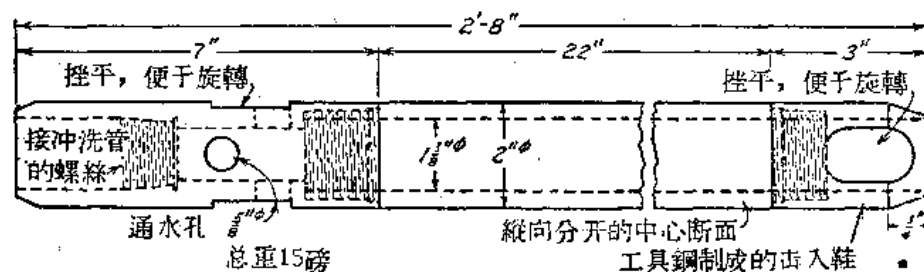
根据通常的钻探工作程序，钻探工作人员从取土管内取出土样，他检验这些土样和进行分类，并把一小部分土样放在玻璃瓶内，盖紧玻璃瓶后送给工程师，以便进行感觉检验。最好是从取土管内取出相当大的土样，密封在不通空气的盛土器内并细心鉴别土壤，然后运送试验室，以便决定它们的指示性质。

如果土样是粘土，则由于土样从取土管搬入盛土器时所引起的变形会减少它们的强度，以致它们不适宜于室内试验来决定它们的稠度。为了避免这种搬动的影响，最好在对分式取土管内有一薄壁的黄铜襯管或鋼襯管。襯管的內壁与切刃相平。采取土样后，土样和襯管一同从取土管外殼內取出，削去两端土样并把它密封，然后把衬管内土样送往试验室。

不论那一种取土管，仅有一部分土样作试验之用。其余部分应放在密封的盛土瓶内，作为施工人員檢驗之用。

用取土管所得粘土土样至少应保持一部分不扰动土壤的特性。另一方面，渗透性大的土样不论在原来地基中是否疏松或紧密，但它常常是很紧密的。因此，虽然土壤的相对密度常较土粒本身性质更为重要，但这种土样不能供给探驗人員这种重要资料。

在現場上求得土壤相对密度的最简单方法是以落錘将取土管打入土中，记下貫入土中深度一呎所需的击数。落錘的重量140磅，落高30吋是測驗的标准規格。取土管的尺寸見第116图。钻孔內土壤用冲水或土钻清除后，将这取土管接于钻杆上，然后降至孔底。在取土管到达孔底后，以落錘打钻杆的頂部，使取土管入土約6吋，然后开始貫入試驗，钻探工作人員記載这取土管进入土壤內1呎所需的击数。这种方法就是标准貫入試驗。因为这种試驗很容易得到重要资料，故它决不可不做。



第116图 标准貫入試驗所用取土管的尺寸

如果无凝聚性土壤或接近于无凝聚性的土壤位于地下水水位以下，则取土管从钻孔底上提时，砂土易从取土管内漏出。第115e图的瓦泵因为在搅动操作时要使砂土把它填充，以致把砂土內的細土粒冲出，故它不适用于采取砂土。为了采取砂土，并使它的成分不致走失，必须試用其它设备，例如用有捕砂鋼彈簧片的取土管，見第115e图。这种取土管下端的內壁上装有捕砂鋼彈簧片。当把取土管提起时，彈簧片向土样中心弯曲；如果这些彈簧片之間並沒有夾住粗石子，这些彈簧片就造成一个圓尾頂形的底，用以支持土样。

如果有捕砂鋼彈簧片的取土管不能取得砂土，则在4吋的钻孔中可以用砂斗采取完整的土样，見第115g图。砂斗的內徑2吋，長30吋。它的下端用錐形鞋塞住。砂斗本身的上半部有一条垂直縫。这条縫隙的一侧管壁向外弯曲，並銼成銳刃。将整个砂斗打入孔底，並按图示的方向轉动，轉动时砂斗刮取附近土样。所刮得的土样先积聚在它的下

半部，此后积聚在上半部。土样是完全扰动的，並且它的一部分是分散的，但細粒土壤的损失很少。

如果遇到砾层，則不能用直徑2吋的探驗鉆孔来采取土样。甚至套管也不能通过这砾层，此时必須放棄这孔。另一鉆孔必須采用至少直徑4吋的套管。

探驗鑽孔的現場記錄 不論探驗鉆孔所用方法怎样，鉆探工作人員的現場記載必須包括下列各項：鉆探日期、根据固定的測量坐标系統的鉆孔位置和根据固定水准点的地面标高。它必須包括：地下水水位的标高、各土层的頂面标高、各土层的現場分类和标准貫入試驗求得的貫入阻力的击数。必須記載鉆孔器具的式样。如果調換鉆孔器具，則必須記載調換器具处在地下深度的标高，並說明調換的理由。沒有完成的鉆孔或被放棄的鉆孔也必須和已完成的鉆孔一样加以詳細說明。記載中必須包括工作中所觀察到的各种重要情况，例如洗水从鉆孔內損失处的标高。

如果基础底面在地下水水位以下，則最好至少有一个鉆孔作为观测井，以記載施工时地下水水位的变化。如果混凝土基础在地下水水位以下，則必須从几个鉆孔內采取得1加侖水样作化学分析，以測定水內含有有害成分的含量是否足以侵蝕混凝土（見第63节）。如果水內有气体的任何象征，則水样采取后应在拟建地点就地进行分析。

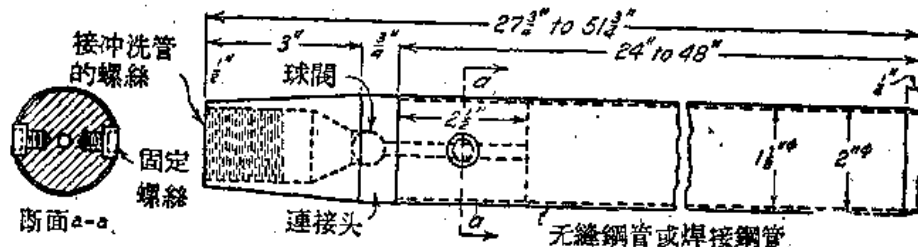
現場記錄中的資料必須記載于鑽探記錄的表格內，在这种記錄表格中根据各土层边界的正确标高用适当的垂直比例尺繪制各土层的边界。

不扰动土样的采取方法

筒式土样鑽孔 如果某項工程需要粘土层的含水量、抗剪强度和灵敏度的可靠資料，則必須使用筒式土样鑽孔。

由于保护鑽孔孔壁的标准套管的內徑是2吋，所以能用这种标准鑽探设备的最大取土筒的直徑是2吋。大直徑取土筒所得土样很少是較之2吋筒更为滿意的，而且它的成本很大。故2吋取土筒通常适合于一般要求。

为了求得現場上粘土的原有稠度，必須避免取土工具对于粘土的不必要的任何扰动。在下一小节內指出：取土筒筒壁厚度增加，則某一直徑土样的扰动程度也迅速增加。故取土筒筒壁應該儘可能薄些。另一方面，筒壁的强度必須在貫入土壤时足以抵抗土壤阻力而不致弯曲。直徑2吋、由16号或18号鋼管做成的取土筒可适合于这些要求。通常这筒的长度是30吋或36吋。它的下端做成斜的銳刃，它的上端可裝接在鑽杆上（見第117图）。



第117图 2吋取土筒

为了采取土样，鑽探人員用洗孔器或冲水法清理鑽孔后，将这取土筒裝在鑽杆的下端，並下降入孔底。然后将取土筒从孔底压至土中約較筒长少6吋的距离。最好用滑車組合架裝置，利用套管的反作用力，或用油压千斤頂，以迅速的連續的动作使取土筒压入土中。必須避免用落錘将取土筒打入。取土筒压入后，轉动鑽杆，使土样末端剪断，

並取出取土筒。取土筒兩端的土樣必須細心修光至筒內一短距離，以便在土樣兩端上各放一塊金屬板來保護。然後在金屬板上灌注白蜡，以密封土樣。

通常在取得兩個土樣後，下降套管至孔底下若干吋內，並以洗孔器或沖水法來清理鑽孔。然後採取下兩個土樣。重複這種步驟，就可以得到粘土層內近乎連續的土樣記載。在整個操作過程中，鑽孔內必須充滿水。在某一標高下至少已在一個取土筒長度內完成了採取土樣的動作，然後才可以在這標高下將套管打入粘土內。否則，取得土樣就不是比較不擾動的土樣，而是擠入套管內的土樣。如果粘土極軟，則粘土會很快地擠入取土筒取出後所留的孔內，故在下一個土樣採取前必須把套管打入。如果土樣十分堅硬，則可連續採取若干土樣後才再加打套管。

如果某工程已取得了筒式土樣，則最好是探驗一下取土操作對於粘土稠度的影響程度。但是這種資料僅能在敞口挖方內或豎井井底上有粘土處求得。將若干取土筒壓入挖方底部的粘土內，這些取土筒放在粘土內不動，並在粘土中割切一個能括包這些取土筒的土墩。然後細心地從坑底掘出這塊土墩，最後取得這些充滿粘土的取土筒。

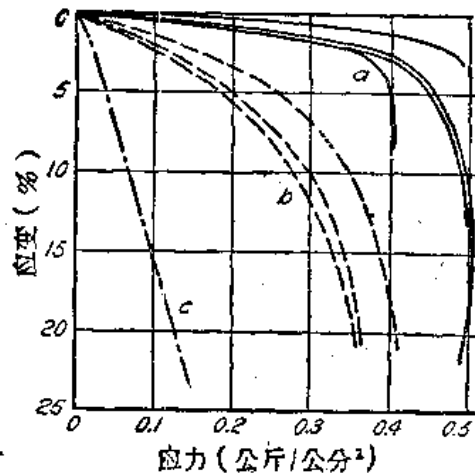
這種探驗工作曾在芝加哥地下隧道內各種稠度的粘土中做過。其中一處的試驗結果見第118圖，這圖表示各種土樣的無側限壓力試驗所得的應力—應變關係，實線a是手切土樣，虛線b是筒式土樣，點線c是含水量不變時完全重塑土樣的試驗結果。根據許多試驗結果，得到下列結論：2吋粘土筒式土樣的無側限抗壓強度約等於手切土樣的75%；完全重塑土樣的無側限制抗壓強度是手切土樣的30%，不論取土操作方法怎樣細心，在少數情形下2吋筒式土樣的擾動很大。因此在這種情形下，必須採取大直徑的土樣。

粘土層的大直徑土樣 如果探驗鉆孔指出建築物的地基土壤內有一層特別灵敏的粘土層，或者如果問題的性質要求特別精確的沉陷計算，則不擾動土樣的直徑至少是4吋。這種土樣可以在試井內的土墩上切取，或從鉆孔內取得。

鉆孔內採取大直徑土樣的方法和採取2吋筒式土樣的方法相同，但取土器稍複雜。取土器由盛土樣的薄壁金屬衬管和厚壁外筒組成，外筒下端有銳刃鞋。土樣取得後，脫下外筒。把盛滿土樣的金屬衬管兩端密封，然後送往試驗室^{44, 2}。

不論用那種取土器，一定程度的土壤擾動是不可避免的。因接近衬管四周的土樣擾動程度最大，故試驗前必須削去土樣的外圍部分。如果把土樣縱向分開，並慢慢地乾燥，則可看到成層土壤內各層的擾動情況。粉沙層和砂土層接近於它們的縮限時，呈淡色；而塑性粘土層則仍然是充水飽和並呈暗色。在乾燥時，它們的層次極其分明。

擾動程度取決於取土器壓入土內的方法和取土器的尺寸。用落錘連續夯擊的方法把取土器打入土內所引起的擾動最大，但如以均勻的高速度使土樣壓入地內則可得最好結果。用同一方法使某直徑土樣壓入土內時，土樣的擾動程度是取決於取土器的面積比，



第118圖 芝加哥粘土無側限壓力試驗所得的應力—應變曲線

(a)隧道底上切取的不擾動土樣；(b)同一粘土的2吋筒式土樣；(c)完全重塑土樣。

$$A_r(\%) = 100 \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

式中 D_e 是取土器的外徑， D_i 是它的內徑。2吋薄壁鋼質取土筒的 A_r 約為10%。設計良好的4吋不扰动土样取土器的面积比不超过40%。將設計很不好的取土器(面积比180%)用落錘击入成层的沉积粘土所取得的4吋土样，长5呎，它的上端剖面見第119a图，它的下端剖面見第119b图。由于在取土器放入前，套管先鑽入2呎，粘土从四周挤入鑽孔內，因此引起了土样上部的极大扰动。近于沒有扰动的成层粘土土样見第119c图。这是由于使用良好的操作方法和設計良好的取土器。取土器的面积比40%，直徑4吋。用靜压力迅速地把这取土器压入粘土內。

一定扰动程度对于粘土样的各种物理性質的影响是很不同的。第一編內已論及这种影响。

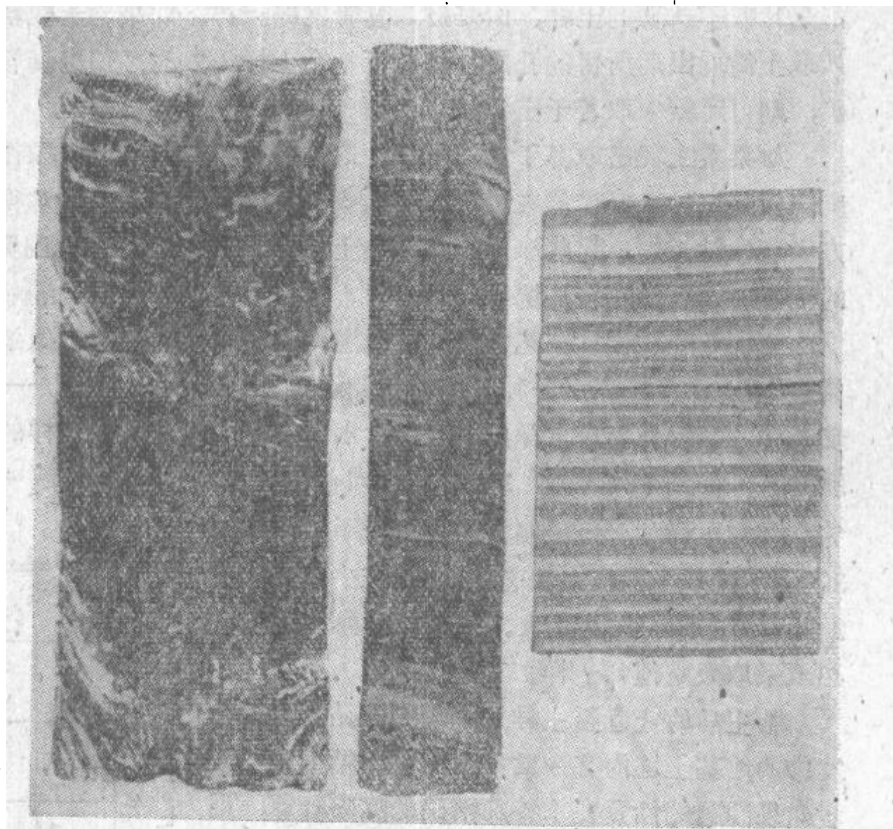
为了在挖坑或隧道中采取大直徑的不扰动土样，必須細心削去准备取土地点的四周的粘土，留下一块土墩，它的大小較

土样稍大。軟粘土常用拉紧的手工的鋼絲或薄片鋼环来切取。堅土用小刀或拌土刀較为适用。

土样的貯盛器可采用沒有突出邊緣的薄壁金屬罐。当土墩切成較土样的最后尺寸稍大数吋时，把除去盖頂的貯盛器倒过来放在土墩的頂上。土墩削至貯盛器的直徑，每次削下約若干吋，然后把貯盛器压下。貯盛器充滿时，以鋼絲在貯盛器以下將土墩切断。然后齐貯盛器底端將土样修平，土样和貯盛器之間的孔隙都在土样四周灌注白蜡加以填塞。最后金屬頂盖放在貯盛器上，並用胶布加封。

不扰动砂样 地下水水位以上和以下砂土的采样操作方法，必須有所区别。地下水水位以上砂土的含水量使它帶有凝聚性，見第20节。稍有凝聚性的砂样可从鑽孔中用装有捕砂彈簧片的取土管采取，見第115c图，或从豎井中采取。

从鑽孔中采取砂样，可取得在自然状态中砂土的所有固体成分，但砂土的渗透性很大，采样操作可能使取土器內砂土压实。因此如果某項工程需要求得砂土的自然孔隙



第119图 4吋取土器內取得的土样

(a)取土器放入前套管先向下鑽孔所产生的最扰动土样；(b)用落錘
夯击設計不好的取土器所取得的扰动土样；(c)以單一迅速动作压
入設計良好的取土器所取得的未扰动土样。

比，則僅能從豎井中取得合適的砂樣。

砂樣從豎井中採取之前，在井底的砂土內切成砂土墩。先把砂土表面細心削平，並在土面上放一圓柱形金屬筒，筒軸在垂直方向。筒的直徑通常為5或6吋，長約6吋。筒的材料是薄鋼片。取砂樣時把整個長度的薄鋼筒逐漸壓入砂土內，使它包住了砂柱。然後削去四周砂土，並用金屬頂蓋封住土樣。如果土樣表面並不和筒頂相齊，則先用白蠟填塞孔隙，然後蓋上頂蓋。在筒以下若干吋，用鏟切斷土樣，並將土樣倒置。把多余砂土削去，也用金屬蓋板密封這個土面。

，如果需要在地下水水位以下採取砂樣，則值得去用類似於第115圖的取土工具來試圖採取土樣。如果試用失敗，或者工程上需要取得砂土的自然孔隙比，則可用下列方法取得合適的砂樣：降低地下水水位至砂層底以下的高程，然後在已排水的砂層內開挖豎井；或用以下數段內各法之一把大直徑鉆孔以下砂土變成凝聚性土料，然後在這鉆孔中採取土樣。

如果用水泵由集水坑排除豎井中的水，則流向集水坑的水將使砂土結構鬆動，或者如果砂土已經鬆動，則豎井可能受到砂和水的混合物的干擾。因此，只有用第21節的點井抽水法降低地下水水位，才能得到滿意的結果。地下水水位必須保持在豎井底面以下若干呎。

把鉆孔底以下的積水的無凝聚性砂土變成一種凝聚性土料，可用三種不同的方法：

(a) 灌注地氈青乳劑來凝固砂土。砂土凝固後，就從已被灌注的砂土內採取砂樣，直至試驗之前，土樣都能當作凝聚性土料來處理。試驗時以溶劑除去乳劑^{44,3}。

(b) 凍結套管底下的砂土，然後從冰凍砂土中取樣。

(c) 凍結砂樣的末端，然後塞住取土筒的末端。裝有冰凍設備的取土筒的直徑是3吋，套管的直徑是6吋。為了採取砂樣，把取土筒輕輕地壓入套管以下的土壤內。然後用環式土鑽和射水的切洗作用除去取土筒四周土壤，同時用射水法降低套管。當套管底部達到取土筒的銳刃底部以上約2吋的高程時，取出土鑽，代以環式冰凍器，把冷卻的酒精或丙酮通過冰凍器。土樣下端凍結成固體後，除去取土筒^{44,4}。

所有這些在地下水水位以下採取砂土的方法都是費用較多，所需設備也較複雜。在美國，(c)法採用最廣。幸而除非要確定建築物場地地下是否有特別疏松的和不安定的極細砂，地下水水位以下砂土的不擾動土樣一般是很少需要。在研究第17節所述的不好的流沙層中曾創造和採用了(6)法。

不用套管的擾動土樣鑽孔 用於採取筒式土樣和採取一般的大直徑土樣的鑽孔，常以套管支撐土壁。為了不用套管，可用薄層凝聚性土料敷塗孔壁，這種凝聚性土料叫做鉆孔泥漿。這種泥漿鋪面常可防止鉆孔孔壁內凝聚性很少或無凝聚性的土壤倒塌。

泥漿是通過一套空心鉆杆以浮懸狀態注入鉆孔內。這種鑽杆下端接雙壁筒，它的內筒在外筒內，外筒下端裝有切齒。進行鉆探時，外筒旋轉。泥漿經過兩筒之間的環形孔隙向下流動。它從切齒之間的孔口流出，並從外筒和孔壁之間上昇至鑽孔的上部。

美國陸軍工程師團和垦殖局大量採用這個方法，同時利用了一套取土設備叫做迪納生取土器。取土器長24吋，內直徑6吋。這取土器內有一圓柱形薄壁衬筒，土樣可由這衬筒從取土器內取出，這取土器裝有捕砂彈簧鋼片，它和第115圖相似。進行鉆探時，以千斤頂施加一至二噸壓力，將取土器壓入土內^{44,5}。

用迪納生取土器所取得的粘土樣和在鉆孔內用任何其它取土工具所取得土樣一樣滿

意。而且，由于这种取土器是压入土内，而不是打入土内，所以砂样的扰动程度通常並不重要，虽然並非經常不重要。但是这取土器用于地下水水位以下的淨砂时，从钻孔中提出取土器时可能沒有取到土样。砾层可能妨碍钻探操作，以致必須放棄钻孔。

如果钻探操作可以进行，則可得一組連續的6吋土样，而且各土样之間間距極小。但是这些土样需要較大的貯藏室，並使大規模的土壤試驗需要時間很长和所耗費用很多，以致完全跟这些試驗結果的实用价值不相称。

故采用水力旋轉探驗法而不用钻孔取样的普通探驗方法是很少有的。

地下触探

地下触探的目的 地下触探是用于探驗結構不規則的土层。它也用来确定地基土壤在各鑽孔之間有沒有特別軟层，並用来求得稍有凝聚性土壤或无凝聚性土壤的相对密度資料。

經驗指出，不規則的土壤剖面远較規則的土壤剖面普通。除非各鑽孔之間間距很近，否則在不規則地基土壤的鑽孔結果的应用是偏于危險方面的，而且，除非探驗範圍很小，否則間距很近的一組鑽孔的成本耗費是不允許的。但是，地基土壤性質变化很大时，土壤对于樁或有鑽头的管子的貫入阻力也有变化。

对打樁有經驗的工程师們都很熟悉砂土的相对密度对于貫入阻力的影响。如果砂土極紧，則打樁深度不能超过10呎或15呎。这时打樁極困难，每呎击数隨深度而迅速增加。如果砂土極松，則圓樁可打至任何深度，而且隨深度而增加的阻力是很小的。

沿着垂直綫上土壤貫入阻力的变化可以很快地用不很費錢的試驗来决定，这种試驗叫做地下触探。試驗所用的工具叫做貫入仪。在“探驗鑽孔中的采取土样”一小节中所述的标准貫入試驗結果仅能在約5呎深度內得到一个阻力值，但地下触探可得連續的或接近連續的貫入記錄。

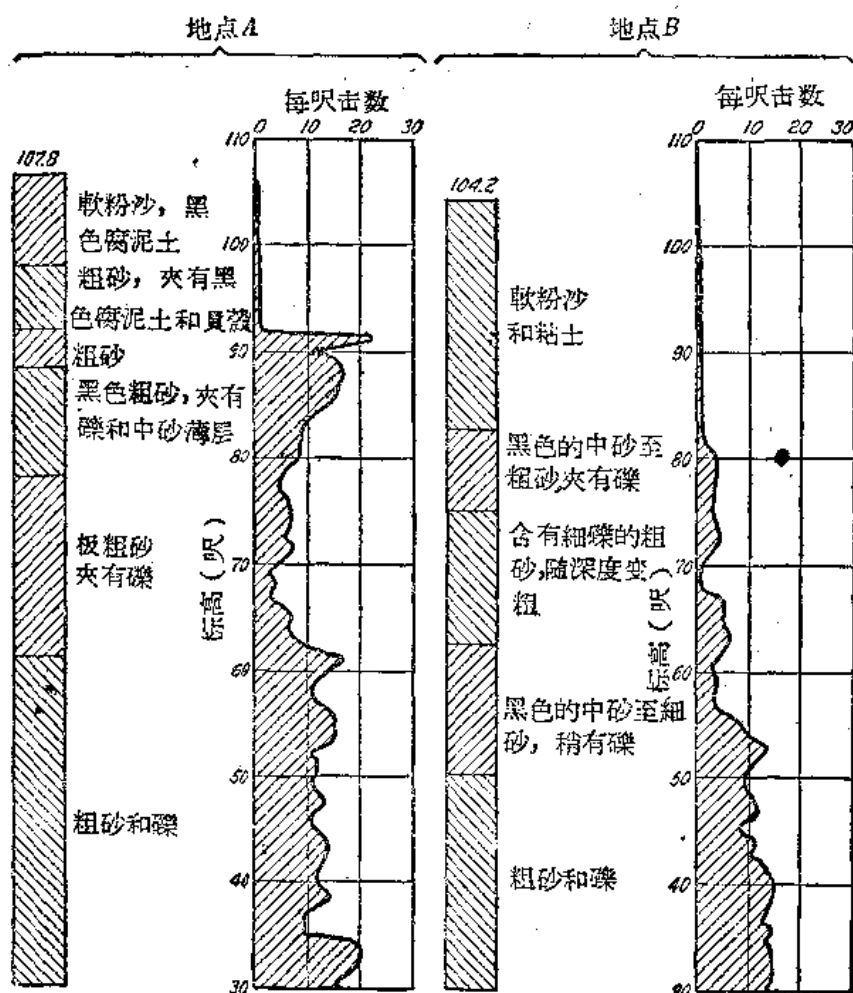
改进的触探方法 數世代以来，工程师們曾試用桿、管或鋼軌打入地內，以便粗略地确定地基土壤的稠度，並測記錘重的每一击的貫入深度。如果这方法至少和几个探驗鑽孔共同合理地应用，則虽然这方法簡單，但也很成功。下列事件就是一个例子。

樁基的初步钻探发现一个不規則的沉积层，它主要是由疏松的中砂构成，並夾有軟粉沙或軟粘土的一些不連續薄层。基础施工时，发现樁子打至不能打入时的深度变化范围很大。最怕短樁遇到軟粉沙或軟粘土的不連續薄层上面有阻力大的沉积土而打不下去。为了在短時間內探知是否有这种情形，就采用了触探方法。隨時可利用的唯一工具是86磅的鋼軌和重2,500磅的落錘。进行触探时，以落錘每次落高30吋打鋼軌，並測記每呎貫入深度的击数。触探結果发现土壤对于鋼軌貫入阻力的变化極不規則。这些变化見第120图，图示相隔42呎的两个触探記錄。根据触探結果，可以在短時間內确定地基土壤內所有特別軟土层的边界。求得这些資料后，在最軟的不連續薄层位置打几个探驗鑽孔。由探驗結果知道，这些不連續薄层是級配良好的洁淨的極松砂土，而不是可壓縮的粉沙或粘土。各樁长度的不同，只是由于砂土的相对密度不規則和很大的变化。

如果要充分有效地应用触探方法，則触探技术必須符合于地基土壤的情况。因此曾經創造了許多不同的方法。这些触探方法可分成两大类：靜方法和动力法。靜方法是利用靜压力將鑽桿压入土內。动力法是利用落錘的冲击將鑽桿打入土內。

靜力触探法 約在1917年，瑞典国家鐵路局曾創制一种触探設備，它有土鑽形狀的

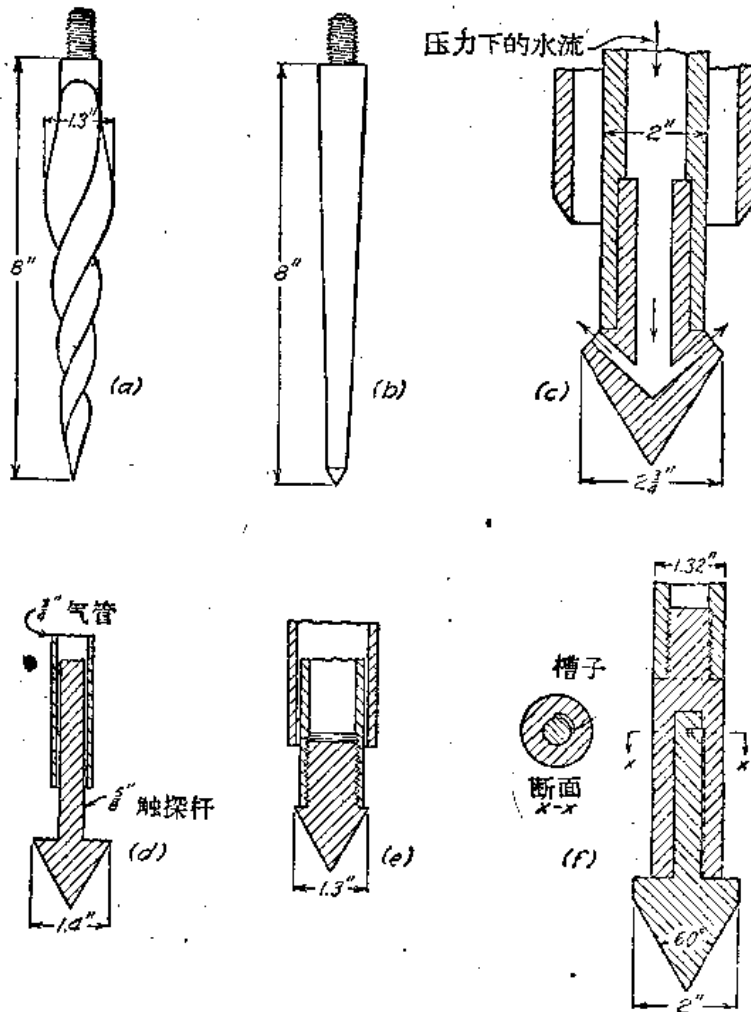
触探头，长8吋，最大直径1.3吋，見第121a图。触探头连接于实心触探棒的下端。这种设备可用以求得粘土的稠度^{44.6}。当触探杆在自身重量作用下不再沉入粘土后，逐級加重至220磅，並測記每級荷重所产生的貫入深度。最后轉动这样和全部加重鉆入地內，測記每轉50轉的貫入深度。



第120图 英屬哥倫比亞、文哥佛、阿尔婆尼港，相距42呎的两个地区，鋼軌經過軟粉沙和軟粘土打入粗粒冰积堆石的貫入記錄

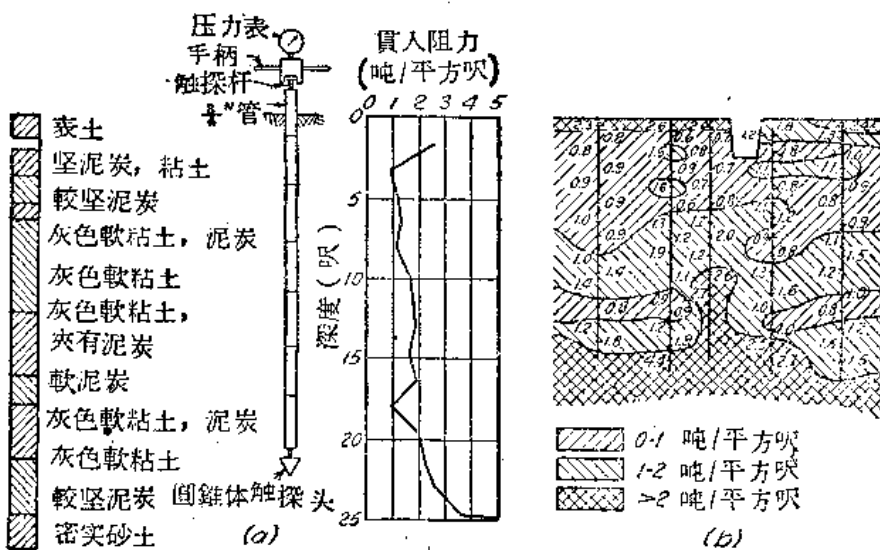
丹麦鐵路局約从1927年起曾采用类似的方法以估計基樁的打入深度。但入土的触探头是一个細长的截角錐形体，見第121b图^{44.7}。

第121d图是荷兰公共工程部約从1935年起曾采用的触探設備的鑽头。8吋触探杆外围以 $\frac{1}{2}$ 吋气管，这杆的下端連接有直径1.4吋的60度圓錐体，見第122a图，它的上端接手柄，手柄下的触探杆上装有波藤压力錶。一人或两人用他們自身重量施力于手柄上，以每秒0.4吋的速率使圓錐体触探头压入地內20吋。触探杆上的压力用压力錶来測定。向下每压一次后，管子下降20吋，如是重复下压。每次杆上所施加的压力和深度的关系曲线，見第122a图。各个貫入記錄可作为繪制稠度剖面图的資料，見第122b图。这个方法可用以求得公路路基施工前軟粘土层和泥炭层的載重能力的資料。触探一次深度40呎，約需时15分鐘^{44.8}。



第121图 贯入仪

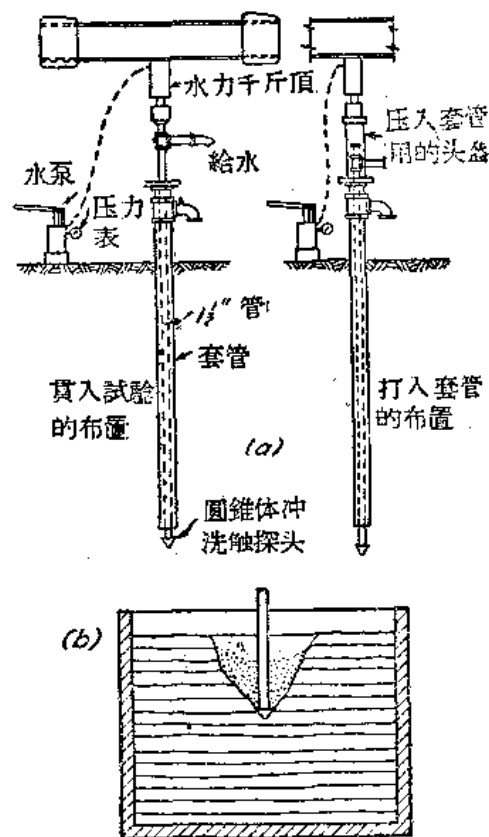
(a)瑞典贯入仪; (b)丹麦贯入仪; (c)冲洗触探头的贯入仪; (d)荷兰贯入仪;
(e)瑞士贯入仪; (f)圆锥体触探头。



第122图 (a)荷兰贯入仪和单一试孔的记录图;

(b)沿公路路线的土壤剖面图图示贯入阻力的变化。

前段所述貫入試驗方法主要是应用于軟粘土。砂土或其它无凝聚性土壤对于有触探头的触探杆的阻力不仅取决于砂土的相对密度，而且也取决于地面下的深度。为了消除深度的影响，1928年曾发表了在紐約地下道工程曾用过的冲洗触探头法。地基土壤是洁淨的中砂至粗砂。应用这法时，直径2吋的圓錐体触探头接于外徑为2吋的特厚冲洗管下端，見第121c图。装着圓錐体触探头的管子放在內徑为3吋的套管內，見第123a图。以水力千斤頂作用于这管的上端，使圓錐体触探头压入土壤深度10吋。然后开动水流，使它自圓錐体触探头內的各孔向上流出，並使在触探头頂上的錐形土体变成半液体状态，見第123b图。一部分土壤是从冲洗管和套管之間的孔隙冲洗出来。水流循环时，稍加压力即足以使套管下降，下降的距离等于圓錐体触探头以前下降的距离。然后停止水流，再使圓錐体触探头压下10吋。圓錐体触探头每次下降时千斤頂所施加的压力是由連接于千斤頂的輸油管的波藤压力錶測讀，並繪制压力和深度的关系图。紐約地下道工程上采用了这种方法，並在短時間內完成了許多触探工作。曾經依据敞口豎井井底上1呎見方承重板的載重試驗結果，来校正触探結果。載重試驗是在豎井开挖至地面下不同深度处进行。校正試驗結果見第124图。貫入試驗和載重試驗时是以現有建筑物的基础之底作为千斤頂的反作用力作用点^{44.9}。



第123图 (a)研究砂土相对密度的貫入設備；
(b)触探杆开始向下冲洗鑽头的图解。鑽头以上錐形土体因冲水作用破坏了砂土結構。

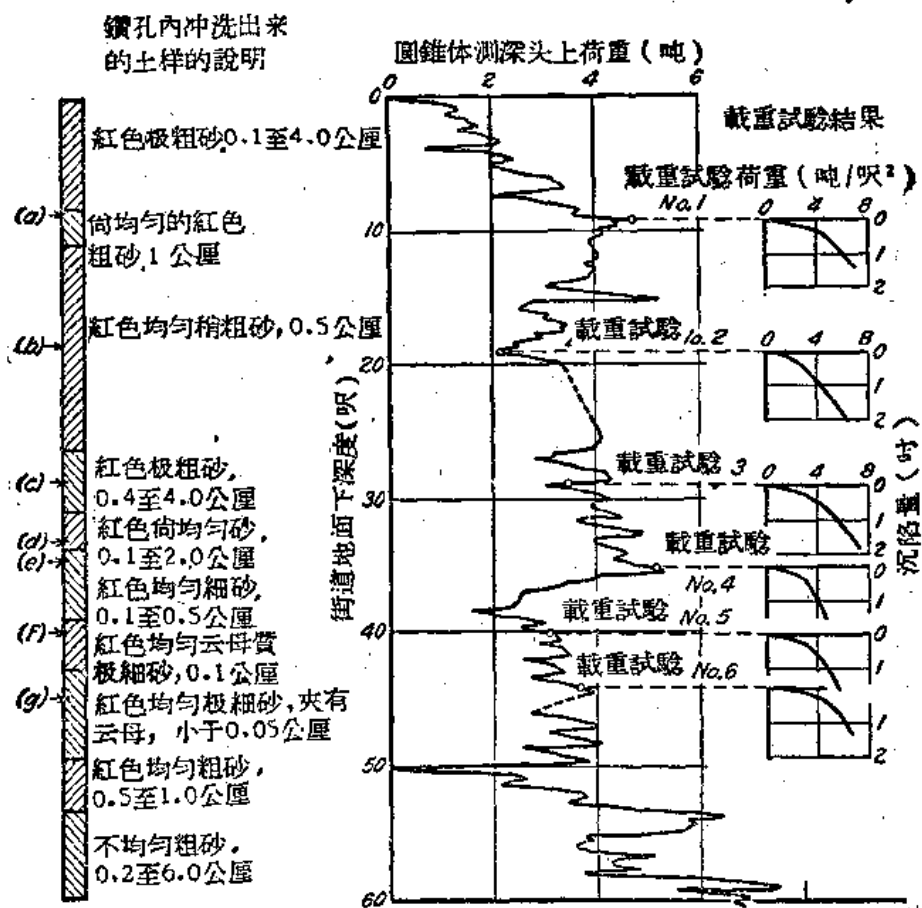
动力触探法 动力触探法是用落錘将装有触探头的触探桿打入地內，並測記每呎貫入深度的击数。通常触探头的直径接近于1.5吋，落錘重量介于120和140磅之間。

俄亥俄州公路局曾采用了小型打桩机，这机器是用双气缸机器脚踏車的引擎来操作^{44.10}。触探目的主要在于測定桥墩和桥台的基樁应打入的深度。

瑞士曾采用了类似的方法来探驗房屋地基的土壤。触探头的直径約1.3吋。在軟質地基上进行触探时，触探桿之外围以直径約1.7吋的套管，見第121c图，套管和触探桿順次互換地打入^{44.11}。

触探方法的选择 現場上所遇到的各种土壤情况，並沒有一种触探方法是可以同样适用的。現有各色各样的方法就可說明这种事实。方法的选择还必须根据工程所需資料的类别。無論何时在采用新方法时，必須进行一定数量的实验，使触探方法适合于当地土壤情况。

最普通的不規則結構的沉积土是河道沉积土或河岸沉积土，它們是由不同相对密度的砂土或砂礫含有透鏡狀的粉沙层或粘土层組成。这种沉积土的一般結構資料可以用2



敞口豎井的土樣說明

(a) 紅色、均勻、疏松粗砂;

(b) 紅色、中砂至粗砂;

(c) 沉积的疏松粗砂, 夾有礫;

(d) 沉积的疏松中砂至粗砂;

(e) 紅色細砂, 夾有粉砂和云母;

(f) 紅色細砂, 夾有粉砂和云母;

(g) 紅色細砂, 夾有粉砂和云母。

第124图 紐約漢斯頓地道处砂土沉积的研究結果依据沖洗触探头的貫入仪和求得貫入紀錄后在豎井内进行載重試驗求得的结果

时圓錐体触探头的1吋特厚鋼管打入地基內求得, 見第121f图。这管每段长5呎, 管外是平接头。每段管重11磅。圓錐体触探头上有一短桿, 可放在塞栓的半吋孔內, 这塞栓可旋进触探管下端的螺絲內。以160磅落錘, 落高30吋, 将这管打入地下, 並測記每呎击数。因圓錐体触探头直徑小於这管的直徑, 故这圓錐体触探头的表皮摩擦力小於頂尖阻力。等到触探管不能打入后, 将这管提出, 但圓錐体触探头留在地內。

用这种簡單貫入仪, 每天可触探深度60或80呎数次。如果用机械的打入設備, 並且有記載每次貫入深度的自动仪器, 則可再增加工作量。

地球物理測探方法

在本节开始曾述及可以不用鑽孔或触探方法, 而用地球物理測探方法来求得与地基土壤情况有关的各种資料。

有些地球物理測探方法是依据如下的事实, 各力場的几何形态是取决于这场內許多物質之間的边界位置。像大地的重力場或磁力場是已有的力場, 或像在地內安放两电极

並通过地內送出电流就是人工造成的力場。

在完全均匀一致介質內的任何力場的几何形态是和这介質的物理性質沒有关系的。这种几何形态是简单的，而且可以精确地用理論来确定。因內部边界的存在而产生的力場扭变是取决于造成力場的或对力場的强度有决定性影响的、边界两侧的物質的物理性質。故測定两种岩石之間的边界位置的最合适方法是由力場的类型来决定，因为由于这些岩石性質之間的不同，促成了力場的最明显扭变。如果它們的 γ 重回異，則可以采用重力測探法。如果它們的 γ 重接近相等，但是它們的电导系数回異，則最好采用电位測探法。

为了确定內部边界的位置，可由合适的地面观察来确定地面上实际的力場形式。依据力場部分是完全均匀一致的假定所計算的力場形式和这实际力場形式进行比较。按照实际的形式和理想的形式之間的区别，就可确定內部边界的位置。

第二类地球物理測探法是地震測探法，它所依据的事实是介質內彈性波的传播速率是介質的彈性常数的函数。如果彈性波到达了不同彈性的两种介質之間的边界，則一部分彈性波反射，另一部分折射。为了內部边界位置，例如要測定硬岩石和軟岩石之間或土壤和岩石之間的边界位置，可在地面下不深处爆炸少量炸藥，並測定反射波或折射波到达地面上不同地点的时间。如果边界是十分明确的而且並非不整齐的，則根据觀測的結果可計算內部边界的位置。

在土木工程問題中，仅电位法和地震法的应用是成功的。但是它們应用的范围仍限于岩石面位置的确定。如果岩石的风化顶层厚度很薄，而且岩石表面並非不整齐，則通常可得可靠的結果，而且岩石地形的地球物理測量所費成本远較鉆孔測量為少。如果复盖的沉积土中有漂礫，則鑽孔測量几不可能，但是地球物理測量进行时，好像並沒有漂礫存在一样，它既简单又可靠。

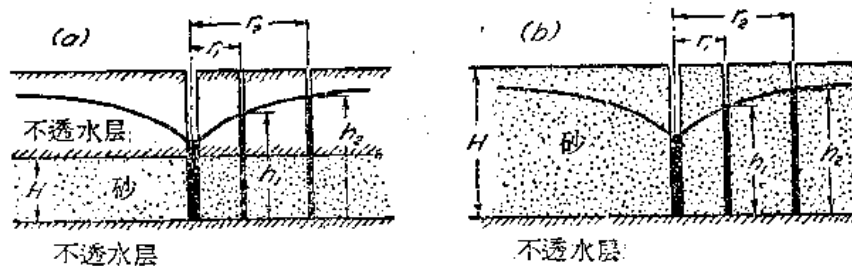
許多年来从事于設計和施工的各州公路局和公共机关曾成功地采用了电位法和地震法。在私人事业中，通常是由商业公司承办測量，因为这种工作需要复杂的設備，而且觀測結果的分析和应用必須有相当經驗。虽然岩石边界面的測量結果一般是可靠的，但是經常必須用若干校正鉆孔来檢驗它們的精确度^{11,12}。

約从1920年起，德国曾根据用机械操作的振动机产生週期性冲量的对土壤性質的影响来确定土壤的性質。振动机的頻率可以在較大範圍內調整。这些研究得到了振动荷重对于无凝聚性土壤上基础沉陷的作用的有价值資料，見第19节，而且这方法曾經成功地采用以确定人工填土的密实度。振动和地震两种方法的联合应用，它可以在良好情形下測定各种不同彈性土层之間的边界位置，例如紧砂和軟粘土之間的边界位置。但是这些方法都仍在实验阶段，它們所依据的理論仍稍有不足之点，因為它們对于振动体系中不同部分的彈性作了根本簡化的假定。

抽水試驗

抽水試驗的目的是在于不进行室內滲透試驗，而在現場上測定地下水水位以下砂层或礫层的滲透性。这种試驗方法的原理見第125图。

两层較不透水层之間的砂层的剖面見第125a图。鑽一井至砂层之底，並从井內以固定的出水流量(每秒立方公分)抽吸地下水，直至井內水面接近靜止状态为止。当达到靜止状态时，根据(11.6)式，通过半徑为 r 的圓柱形断面的边界的总流量为



第125图 抽水試驗時間試井流动的水流图解

(a) 测压管中的水面在透水层之上; (b) 地下水自由水面在透水层内。

$$q = kiA = k_I \frac{dh}{dr} 2\pi r H$$

把它积分得

$$\frac{2\pi H k_I}{q} h_1 + c = \log_e r_1$$

和

$$\frac{2\pi H k_I}{q} h_2 + c = \log_e r_2$$

故渗透系数 k_I 为

$$k_I = \frac{q}{2\pi H (h_2 - h_1)} \log_e \frac{r_2}{r_1} \quad (44.1)$$

如果地下水自由水面在砂层顶面之下, 见图125b图, 则由(11.6)式可得

$$q = kiA = k_I \frac{ph}{dr} 2\pi rh$$

故

$$k_I = \frac{q}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} \log_e \frac{r_2}{r_1} \quad (44.2)$$

抽水試驗時須鑽一試井, 通常它的直徑為10吋或12吋, 並且至少有八個觀測井, 它們位於通過試井井口中心的两條直綫上。其中一條直綫約和地下水水流的方向符合, 另一條直綫和這一條直綫成直角。有关試井的裝置、觀測井的佈置和裝置以及試驗方法的具体細节可參閱参考文献^{44.13}。

参考文献

44.1. H. A. Mohr, *Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations*, Harvard University, Graduate School of Engineering, Soil Mechanics Series 21, third revised edition, Nov. 1943. 最普通的鑽孔和取样方法的說明, 附有現場記錄。

44.2. M. Jaul Hvorslov, *The Present Status of the Art of Obtaining Undisturbed Samples of Soils*, Harvard University, Graduate School of Engineering, Soil Mechanics Series 14, Mar. 1940. 土样採取方法和設備的詳細說明和确定土样扰动程度的因素的分析。美國土木工程師学会土力学小組所发表的一篇报告, 可代替本文。

44.3. J. P. van Bruggen, Sampling and Testing Undisturbed Sands from Boreholes, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. I, pp 3-6. 在砂土內採取不扰动土样的地盤青乳化凝固法的說明。

44.4. F. E. Fahlgust, New Methods and Technique in Subsurface Explorations, *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, Vol 28 (1941), pp 144-160. 在砂土內採取不扰动土样的凍結法的說明。

44.5. H. L. Johnson, Improved Sampler and Sampling Technique for Cohesionless Materials, *Civil Eng.*, Vol 10 (1940), pp 346-348. 用鏈納生取土筒和水力旋轉鑽孔法的土样採取方法的說明。

44.6. Statens Järnvägars Geotekniska Commission, 1914-1922 (in Swedish), Slutbetänkande, 31.

Maj 1922, Stockholm.

44.7. O. Godskesen, Investigation of the Bearing-Power of the Subsoil (especially moraine) with 25×25-mm Pointed Drill without Samples, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol I, pp 311-314.

44.8. P. Barentsen, Short Description of a Field-Testing Method with Cone-Shaped Sounding Apparatus, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol I pp 7-10.

44.9. K. Terzaghi, The Bearing Capacity of Pile Foundations (in German), *Bautechnik*, 1930, Heft 31 and 34. 有冲洗触探头的贯入仪的说明。

44.10. K. V. Taylor ET AL, The Predetermination of Piling Requirements for Bridge Foundations, *Ohio State Eng. Exp. Sta. Bull.*, 90, July 1935.

44.11. R. Haefeli, Soil Mechanics in the Light of Snow Research (in German), *Mitt. Versuchsanst. Wasserbau, Eidgenöss. Polyt. Hochschule, Zürich*, No. 7 (1944). 瑞士贯入仪的说明, 附有应用实例。

44.12. C. A. Helland, *Geophysical Exploration*, Prentice-Hall, New York, 1940.

44.13. J. K. Wenzel, Methods for Determining Permeability of Water-Bearing Materials, *Water Supply Paper* 887, pp 1-191. U. S. Department of the Interior, Washington, D. C., 1942. 第74至191页讨论抽水试验的理论和应用。

第45节 地基土壤的探驗计划

土壤探驗的种类和程序

不論什么工程, 工程师决不可忘記大部地基土壤的形成是由于地質作用, 而这地質作用是隨空間和時間而任意变化的。由于地質作用的許多因素对于土层的順次、形状和連續性有决定性的影响, 故任何地基土壤探驗工作的第一步常是在現場地基上进行普通地質性質的勘测探驗工作。对于現場地基的地質瞭解愈清楚, 則土壤探驗计划的拟訂愈有实效。第二步就是进行探驗鑽孔工作, 以求得各土层的一般性質和厚度的詳細資料。这两个步骤是必須遵守的。其它工作則視工程的大小和土壤剖面的性質而定。

在普通工程中, 例如在已知地基情况的地区上进行中等大小的排列式房屋的基础設計和施工, 則并不需要再作进一步的調查探驗工作。土壤試驗只限于确定探驗鑽孔中所取得管式土样的指示性質(見第5表)。这些土壤的試驗結果可用来和类似工程在过去所遇到的联系比較。因此, 就有可能应用过去的經驗。从探驗鑽孔所求得的資料难免有短缺, 此时可用較大安全因数来补偿。如果調查附近地区的現有建筑物可以获得資料, 則这种机会决不可忽略。

大型工程的土壤探驗需要决定下列各指标之一或数个指标: 砂层的相对密度和渗透性、粘土层的抗剪强度和載重能力、或粘土层的压縮性。在任何情形下, 必須根据室內試驗結果所能求得的有用資料的数量来拟訂探驗计划。土壤剖面愈复杂, 則細致的土壤探驗工作愈有用。如果土壤剖面不規則, 則不应集中注意力于求得各个土样物理性質的精确資料, 而应集中注意力于求得地基土壤的結構形式的可靠資料。如果利用鑽孔和試驗方法来求得这些資料的企图完全有效, 那么通常它們是浪費的。因为不規則的土壤剖面远較簡單而規則者为普通, 故从实用观点而言, 需要細致的大量的土壤試驗的情形較少。以后討論地基土壤情况的可靠資料的求得方法时, 土壤剖面的复杂程度对于土壤試驗实用价值的影响也同样地加以詳細討論。

地質的重要

大部分天然沉积土属于以下主要种类之一: 河槽沉积土、洪积平原沉积土、三角洲

沉积土、沿岸沉积土、冰川沉积土、风成沉积土(砂丘的砂土或黃土)及在靜水內沉淀而形成的沉积土。結構十分規則的沉积土是洪积平原沉积土、风成沉积土及在离岸較远处的大体积靜水中所形成的沉积土。其它沉积土必須用各种重要变化和不規則变化来区别,例如至少用稠度或相对密度的变化来区别,通常也用顆粒大小的变化来区别。

在河系上游的河槽沉积土通常是沉积在水流削切岩石的谷底上。在河道下游,河槽沉积土可能是沉积在曲折的河槽內或在交錯的河槽內,在这些河槽內,过去在不同的沉淀情况下沉积的一大片細粒沉积土,現在被冲刷掉。这种沉积土距河源的距离愈远,則它們的平均顆粒直徑也愈小;任何一地点的沉积土距河床愈深,則它們的平均顆粒直徑也愈大。但是詳細的土层层次常並不規則,顆粒直徑和相对密度的变化也不能預期。沿大块冰片边缘处溶解水分所沉积的冰积堆石更有着突然的和明显的变化。河流冰积砂层的相对密度变化見第 124 图。在一层軟粉沙下的河流冰积砂层和砾层的相对密度变化見第 120 图。

洪积平原沉积土是在洪水时期沉积在下游河道的兩側。这种沉积土通常是由厚度均匀的連續的粉沙层或粘土层組成,並由同样連續的較粗沉积土分隔开。但是由于其它沉积土侵佔了洼地或留积于河槽內,这些土层在任何处或一綫上的連續性是可以破坏的。如果这种沉积土位于两鉆孔之間,則有可能沒有发现它的存在。由于这种原因,曾經引起了一些著名的地基損毀。

三角洲沉积土是在水流进入靜水处沉积的。三角洲的主要特点是簡單,但是它們的詳細結構情形可能极复杂,見第 126 图,因为挟运沉积土的水流不断地变迁所致。

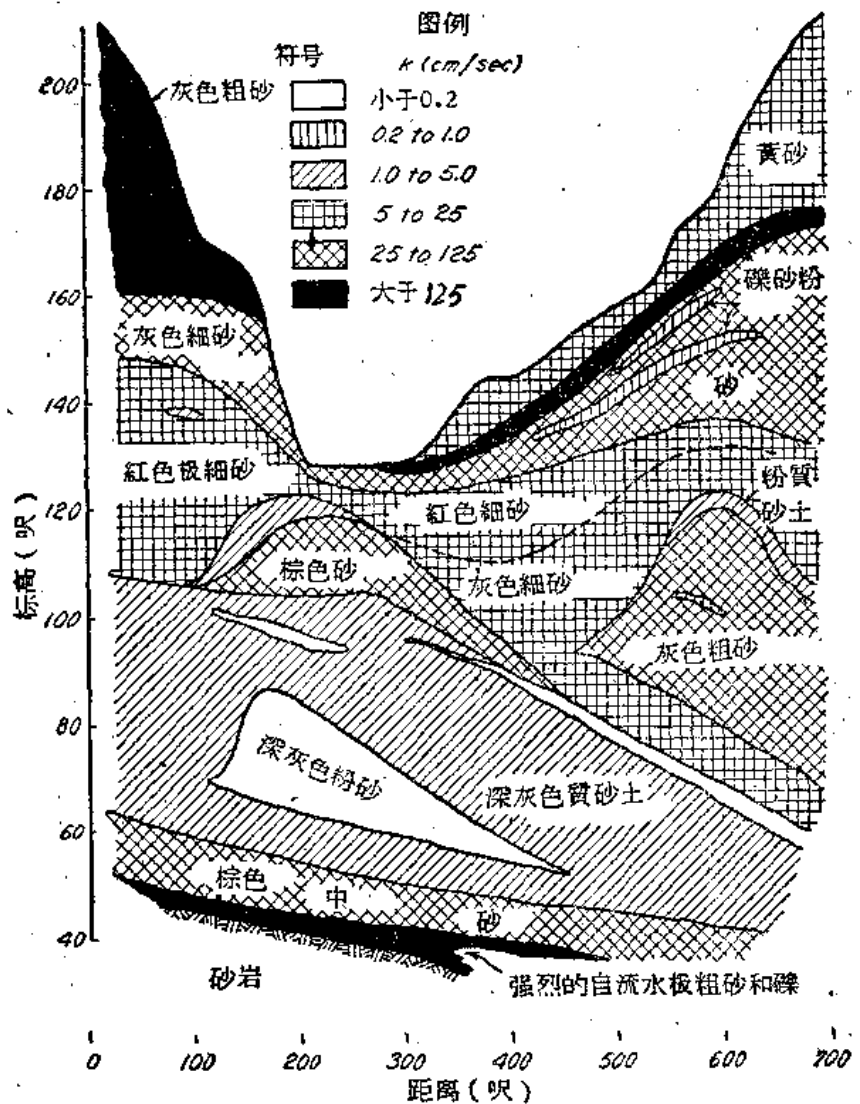
沿岸沉积土是由波浪冲刷或由河水挟运入靜水並由沿岸水流所运积的沉积土。它們通常是由砂和砾所組成。然而由于湖水面或海水位的显著变动,以及沿岸地带的水道的变迁,所以砂和砾的沉积土复杂地交互变化,並夾有粉沙、粘土或泥炭土层或不連續薄层。这类沿岸沉积土就是复合的沿岸沉积土。第 122b 图和第 113 图的上半土层就是这类沉积土的結構。

冰川沉积土的組成物是由冰块挟带与运送,並在溶冰时沉积下来的。片状冰块的消失常常是和暫时的生长期和进展期輪替地变化着。进展的冰块耕跑了或損伤了过去的冰川沉积土。而且,从冰块下出現的水流在冰綫处进行着任意变化和移动。故冰川沉积土是工程师必須处理的最不規則土层。不規則的細粒土料和粗粒土料的不連續土层和透鏡状土层內有漂砾,它們彼此杂乱地夾杂着。

风成沉积土和冰川沉积土相反,它常有显著的均匀性。但由于风可能把挟带物落在极不平坦地面上的不規則土堆上,所以它們边界的形状极不規則。而且,像黃土(見第 2 节)那样的細粒土壤,由于局部的淋洗作用或风化作用,可完全失去它們的原有均匀性。工程师們不認識这些局部变化的存在,則可能招致黃土上的許多地基工程毀坏。

各种运送媒介,像流水、冰和风,在它們經過的路途上或路途的終点处,仅沉积它們的部分固体含量。其余部分則搬运到大体积的靜水中,像湖泊、港湾或海洋。如果它們是在有沿岸水流的窄狭区以外,則它們仅受重力的作用。故大体积靜水內所形成的沉积土的結構,比較簡單,这和其它沉积土相反。这种結構仅反映出土料进入沉淀区域后,它們的性質有着週期的或循序的变化。水的化学成份对它們也有一些影响。

对于悬浮土料性質的季节性变化影响可由含水量图来表示,見第 112b 图。由于这种

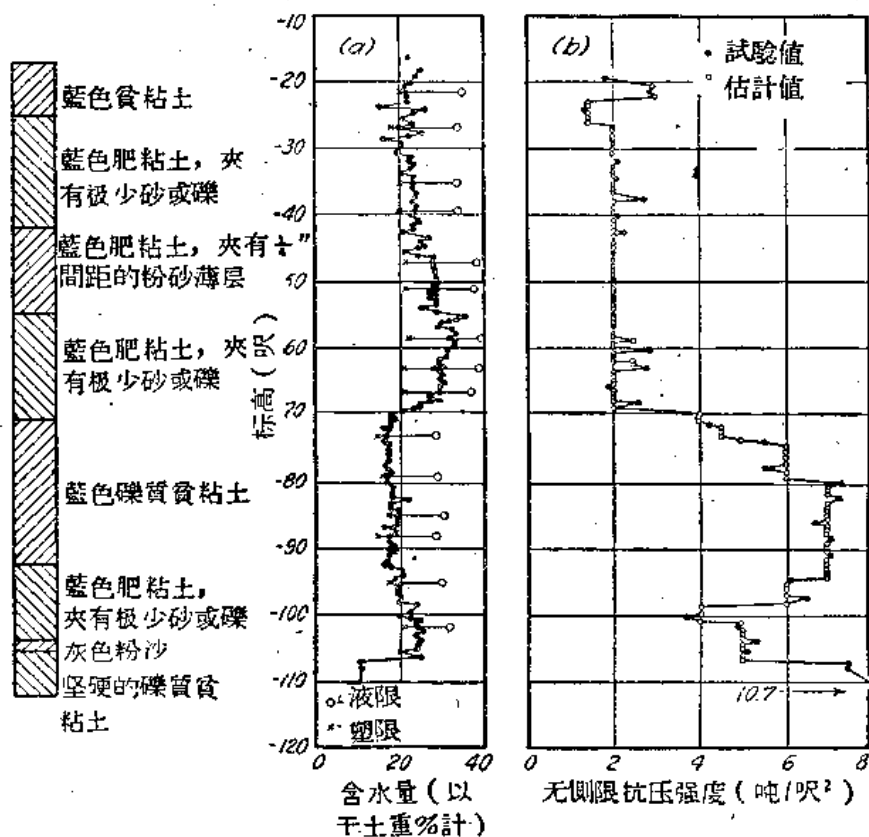


第126图 馬薩諸塞州芝加哥附近比較均匀的三角冰川沉积土的透水性剖面图

影响，垂直距离上小至数吋內的含水量和平均值之間的出入程度，是与整个深度內的这种出入程度有同样重要性。在严寒天气情况下，例如結冰时期的美国北部和加拿大，季节性变化对于淡水湖內沉积土的结构有較明显的影响。由于像砂和砾的較粗材料已在河口沉下形成三角洲沉积土，故夏季时离湖岸部分的悬浮土料为粉沙和粘土所組成。夏季时粉沙粒沉积下来，但是在冬季时，因河道完全結冰，故並沒有新的土料流入湖內，所以在冰壳下，只有在夏季时未下沉的粘土粒沉下。因此，沉积土是由粉沙組成的夏季淡色土层和主要由粘土組成的冬季深色土层所构成。每双层就是一年的沉积土。这些沉积土就是冰成粘土，見第119c图，詳述于第2节。双层的厚度普通小于1吋，但在特殊情形下可大到数呎。这全視夏季內流入湖內土料的数量而定。北美和歐洲在緯度40度以北地区，这种粘土的沉积土极普通。它們是工程施工中特別困难的原因。

如果同样严寒气候下的河道不进入淡水湖而进入海洋的港灣，則由于海水內盐分促使粘土粒胶結，所以按顆粒大小的分离作用較不完全。因此大部分粘土是和粉沙同时沉积。在某些地方，例如大湖区的沿岸地区的几个断面，細粒冰川沉积土在冰河末期从浮

在湖上的正在溶解的冰块中沉积出来。所成粘土层是現有的最均匀土层。第 127 图就是这种沉积土。



第127图 俄亥俄洲克利夫蘭的中等預先壓縮的冰积粘土从筒式土样鑽孔中所取得土样的含水量和抗压强度的試驗結果

以上討論指出了大自然內土层結構形式的无穷变化；它們从大湖的离岸沉积土的简单层次，变至沿大片冰块的冰綫上沉积下来的、耕飽的、扭变的、局部冲刷的和再沉积的砾、砂和粉砂所組成十分复杂的結構。如果在土体内相距100或200呎的两个地点进行钻孔，則工程师可瞭解两垂直綫上的土层性質和順序。介于这两垂直綫之間的土层可能是連續的。然而它們从每根垂直綫起也可能在短距离内形成楔形土层，同时两钻孔之間的中間土层的順序可能和任何一钻孔並沒有絲毫相似。故祇有对物理地質学的要点和施工地址的区域地質情况澈底熟悉的工程师才能拟訂完整的土壤探驗补充計劃。

大城市地基土壤的地質历史的叙述常可于当地自然历史館或一些同样性質的机关所发表的刊物中找到。如果工程位于乡村，則最好瞭解是否做过該区的地質研究。参考文献可以在下列圖書目录中找到。

Geologic Literature on North America. 美国地質勘测局 (U. S. Geological Survey) 圖書目录的定期刊物。每兩年出版一次。內有 1785 至 1918 和 1919 至 1928 年的圖書目录汇编。

Bibliography and Index of Geology Exclusive of North America, 美国地質学会 (Geological Society of America) 从 1930 年起每年出版一次。

Catalogue of Published Bibliographies in Geology 1896--1920, Bulletin National Research Council, Vol. 6, Pt. 5, No. 36, 1923.

R. F. Leggot, *Geological Surveys of the English Speaking World*, Appendix B in *Geology and Engineering*, New York, 1939. 內有北美和英国地質勘测的扼要討論和它們的出版物。

R. F. Legget, Geological Societies and Periodicals, Appendix C in *Geology and Engineering*.

P. C. Putnam, *Guide to the Literature of Geology and Kindred Subjects*, mimeographed. Copy in library of Department of Mineralogy and Petrography, Harvard University.

美国地质勘测局的对摺本中曾发表了少数地区的地質图及其简要說明。許多其他地区的說明和地图分散在定期出版的文献中。这些文献見美国地质勘测局圖書目录的定期刊物。

美国地质勘测局从1896年起曾按时发表了給水論文集，內載有大量的区域地質的有用資料。

如果不可找到某工程地址的地質資料，則工程师必須依靠他自己对于地質情形的觀察和說明。大型工程的地址和它的附近地区，必須作詳細的地質勘测。这有賴于地質专家們的工作。

探驗鑽孔的間距和深度

目前探驗鑽孔的間距主要仍由慣例来决定，並非由合理的考虑来决定。在房屋基址上的鑽孔間距通常在两个主要方向上均約为50呎。地道或土坝工程的間距一般認為最少是100呎。如果路綫很长，或者坝址范围很大，則鑽孔間距必須增至200呎。即使是这样的間距，但是所需鑽孔和試驗的数量仍很多，这样就会使工程的开工日期延迟。

探驗鑽孔間距的标准化具有显著的缺点。如果土壤剖面很簡單，則慣常所采用的間距过小，但是如果土壤剖面不規則，則这个間距又过大。为了避免由于鑽孔过多而使时间和經費两遭損失，最好常常采用地下触探方法。触探較鑽孔便宜而且易于瞭解地层情况，在慣常規定需要鑽孔的每一地点可进行触探。如果所有的貫入图都彼此相似，則土壤剖面是簡單的。只有貫入图指出与統計平均值有最大出入的几个地点附近才需要进行鑽孔。如果基址的地質指出由于河槽淤填或其它外来物質有可能使土层的連續性局部地中断，則在地面显示有可压缩层存在的地点(例如地面上有淺的低洼地)必須进行补充的触探工作。如果触探打至这一压缩层，則在触探地点附近必須进行探驗鑽孔，以确定这压缩层的土壤类别。

如果触探所得的貫入图都很不同，則土壤剖面必然不規則，必須繼續在原先触探孔之間进行触探，直至貫入資料完整，能够对于細粒土和粗粒土之間以及松土和紧土之間的边界一般形状和趋向毫无怀疑时为止。但是，只有需要确定各不連續土层面之間的土壤种类，或者需要确定抗阻力大的或沒有抗阻力的土壤是否由砂或粘土所組成之时，才需要有少数的鑽孔。第120图右侧所示的触探在进行之时曾发生了这个問題，就是在标高80和60之間的土壤是否由极松砂或粘土組成。为了回答这个問題，在触探綫附近进行鑽孔。鑽孔結果毫無疑問地指出，标高80呎以下无粘土。这深度范围内的貫入阻力小是由于砂土的结构特別疏松。

探驗鑽孔的深度也多多少少是标准化的。但是这种做法不仅浪費，而且是危險的。許多房屋由于鑽探深度以下軟粘土层的固結而沉陷，以致遭受严重損毀。但是鑽孔深度的选择尚不能建立普遍的法則，因为已知重量和已知尺寸的建筑物的沉陷影响范围的深度在很大程度上是取决于土壤剖面。規定鑽孔深度之前所必須考虑的因素将于以下数段說明。

如果一群房屋的地基土壤由地質上的論証或从它的附近地区的过去鑽探結果已經肯定它沒有任何粘土层或軟粉沙层，則每座房屋地基的鑽孔深度在地面下20至30呎就已足够，它視房屋的大小和重量而定。整群房屋所佔面积的大小並不需要加以任何考虑，因

为每座房屋沉陷时，好像其它房屋並不存在一样。这是由于深度增加，則砂层的压縮性迅速减少，見第18节。

另一方面，如果一排房屋的地基土壤內有軟土层，則沉陷影响范围可位于較整个房屋面积的寬度为大的深度处，因为即使在深度150或200呎，軟粘土厚层上压力的适度增加，可产生大于1呎的沉陷量，見第55节。故地基土壤內必須的鑽孔深度主要是取决于粘土或塑性粉沙的压縮层是否存在。

如果地基的地质指出粘土层或粉沙层可能在地面下較深处，或者如果对于地基土質情况一无所知，則在一排房屋的重量下地基土壤內所引起的压力大小和分佈必須粗略估計。估計方法詳見第35节。根据这种估計，可求出最大深度 D_{max} ，在这深度处，如有液限較高的軟粘土厚层，則这厚土层对于沉陷量仍有显著的影响。因此，第一个鑽孔必須到达这个深度。所有其它鑽孔和地下触探的深度可以在最大深度 D_{max} 內所遇到的最低粘土层的底面以下約10呎处終止。不論上层土层性質是否需要基脚、筏基或樁基，都必須按照这一方法去鑽探。

下面的例子說明如果不按前述方法去鑽探，則可能发生的后果。一排工厂厂房建筑于潮汐平地上，每座房屋的寬度都沒有超过40呎。地基土壤用鑽孔法来探驗，深及90呎。在这深度內，从地面附近的軟粉沙逐漸变至大于深度65呎处的不同密度的砂土。由于頂层土壤的高度压縮性，故曾决定房屋支承在70呎至90呎长的樁上。施工时房屋开始沉陷，三年后沉陷增至2呎以上，因此引起了負責这工程的工程师們的惊奇。随后經過土壤探驗工作，得知这种沉陷是由于工場地面下約115呎深度处的厚30呎的軟粘土层的固結所致。

如果在深度 D_{max} 內遇到岩石层，則必須至少用触探或鑽孔法粗略地决定岩石层表面的地形，因为岩石层的低洼表面可能充滿了高度压縮性的沉积土，而这种沉积土仅能在最深的鑽孔中发现。如果忽略了这一步驟，則也可能是主要沉陷的原因。

探驗鑽孔和地下触探的結果必須与說明地基地質的一切資料、全部管式土样的指示性質一覽表和标准貫入試驗結果的記錄一起彙集在一个报告內。依据这个报告，就可决定是否需要对砂层的相对密度及渗透性和粘土层的抗剪强度及压縮性作出补充探驗工作。

砂层的相对密度

砂层的相对密度对于砂土的內摩擦角(見第15节)，最后載重能力(見第29节)，砂土上基脚的沉陷量都有决定性的影响。如果浸在水下的砂土极松，則突然的振動可使它暫時变成具有浓粘滯性液体性質的砂質悬液，見第17节。紧密的同一砂土不受振動影响，即使极重的建筑物，它也完全适合作为地基。因此，可能除了渗透性而外，砂土的相对密度較之它的任何其它性質更为重要。

在进行探驗鑽孔时，如果采取管式土样，則进行标准貫入試驗便可求得鑽孔內所遇到砂层的相对密度的資料(見“探驗鑽孔中的采取土样”一小节)。由于相对密度的特別重要，所以标准貫入試驗应作为鑽探操作中的一个主要部分。击数 N 和相对密度的近似关系見第10表。

第10表 砂土的相对密度
(根据标准貫入試驗結果)

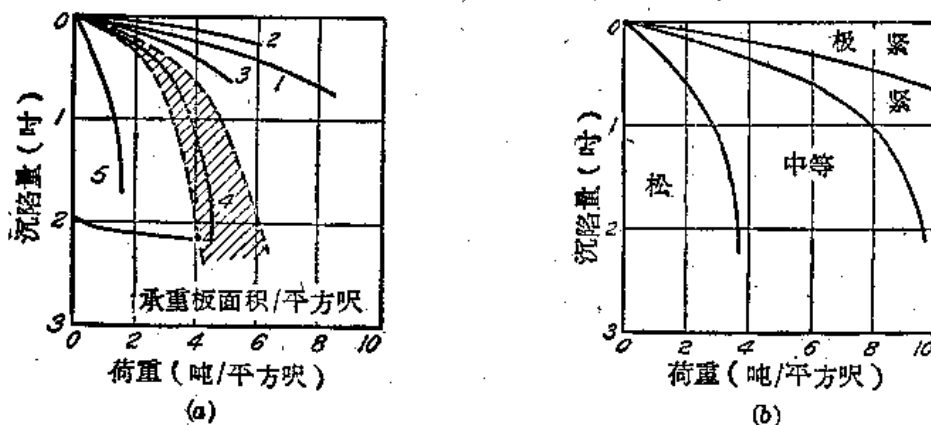
击数 (N)	相对密度
0~4	极松
4~10	松
10~30	中等
30~50	紧
大于50	极紧

对于粗砂和細砂之間的任何砂土，除非相对密度彼此不同，否則地下水水位以上和以下的击数 N 並沒有显著的不同。但是对于有效粒徑在0.1和0.05公厘之間的極細砂或粉質砂土，取土管上每呎击数在完全饱和区的上层是有变化的。如果是松砂，則这层以下的击数减少；如果是紧砂，則击数的增加极大。这是由于这些砂土的渗透性比較小。因为渗透性小，所以阻止取土管貫入地基內的土壤抗剪强度約等于固結快剪試驗結果的数值。这种抗剪强度的数值隨相对密度不同而产生的变化較大，而慢剪試驗結果的数值則隨相对密度不同而产生的变化較少，見第15节。

由于地下水水位以下中等紧密的極細砂或粉質砂土的貫入阻力非常大，所以这种土壤的相对密度可能估計过高。因此在这种土壤进行标准貫入試驗时，必須輔以較可靠的方法，例如在大直徑鑽孔的底部进行載重試驗。

对于重要的工程，由标准貫入試驗所得的砂土相对密度的資料，必須輔以地下触探。这些触探可得貫入阻力隨深度变化的連續記載，見第120和124图。但是貫入仪进入砂土的貫入阻力，或产生某一貫入深度所需的能量，不仅取决于砂土的相对密度，而且也取决于貫入鑽头和鑽杆的尺寸，且在某些程度上取决于顆粒形状和粒徑分佈。故每一种地下触探的新方法和在未鑽探地点內每次应用这方法都必須有一組校正試驗，以便取得解釋貫入記錄的資料。

在进行标准貫入試驗的鑽孔附近举行地下触探，可以达到粗略校正的目的。較麻煩的但較可靠的校正是在地下触探地址附近某一地点在不同深度处进行表面載重試驗。这种試驗是用1呎見方的承重板，放在砂土的水平表面上进行。在承重板的3呎範圍內的地面上並沒有回填土料或表面荷重。在不同砂土上这試驗的荷重和沉陷量的关系見第128a图。曲綫1和2是極紧砂土上的試驗結果，曲綫4是中等紧密的砂土，曲綫5是松砂。相对密度增加，則載重能力迅速增加，而在一定荷重下的沉陷量減少。与工地經驗相符合而与广泛的意見相反，第128a图指出顆粒大小对于砂土的相对密度和載重能力並沒有影响。



第128图 (a) 砂土表面上1呎見方承重板的荷重和沉陷量的关系。曲綫1是河底下26呎的沉箱內洁淨的紧密細砂；曲綫2是馬薩諸塞州萊恩处地面下敞口挖方內26呎的極紧的極細砂；曲綫3是分层用鎚打紧的中等密度的湿砂；曲綫4是紐約汉斯頓路上深30呎的井底处中等紧密的砂土，阴影面积是深度20呎和60呎之間所得曲綫的范围，曲綫5是密执安州馬斯克附近敞口挖方底上洁淨的、松的、粗的和極稜角的砂；
(b) 依据1呎見方承重板上标准載重試驗結果来估計砂土相对密度的图解。

为了校正第121c图内冲洗触探头的触探仪而进行的載重試驗結果見第124图的右側試驗方法見“靜力触探法”一节。

依据第128a图的标准載重試驗結果，砂土的相对密度可以用第128b图的图解来确定。为此目的，可把校正試驗所得各曲綫放入这图解内。每一曲綫相当于一定的触探仪讀数。曲綫在图内所示边界的位置，表示着貫入触探头貫入时砂土的相对密度。

用冰冻法或地瀝青注入法(見第44节)采取不扰动土样进行室內試驗，可求得砂层相对密度的較精确的資料。所有已做过地下触探地点的附近，都进行鑽孔采取土样。試驗結果和相应的貫入阻力互相联系后，就可以求得正确解釋所有其它地下触探結果的資料。但是这种校正方法認為适当是难有的事。

砂层的渗透性

为了以下两个目的之一都需要求得砂层渗透性的可靠資料。估計某一地下水水位下一定大小的挖方处的滲水量或者确定透水填基的填身下面截水墙的必需深度，以減少水庫內的滲漏損失小于某一水量。

用抽水試驗可以最方便地去求得估計挖方內滲水量所需的資料，見第44节。这种試驗結果，可用以計算地基土壤在水平方向上的平均渗透系数。如果知道了这个渗透系数，則按水力学定律便能求解挖方內滲水量的一切問題。如果工程計劃需要用倒滤井来降低地下水水位(見第47节)，則可佈置倒滤井的整个系統，並估計施工时使地下水水位保持在挖方底面以下所需的水泵能力。

为了解决截水墙和滲漏問題，不仅要測定地基土壤的平均渗透系数，而且也要測定擋水建筑物以下和它的范围以外砂层的渗透系数的主要变化。这仅能从許多鑽孔中連續土样的渗透試驗來測定。把所有土样送至試驗室来进行試驗是不允許的。但是，室內工作人員对某一土层內土样进行了15个或20个渗透試驗后，他就可以根据这些土样的組織和一般外表來估計其余土样的渗透系数。如果他熟識土料，則不再需要临时的校核試驗。

用裝有捕砂彈簧片的取土管(見第115e图)从4吋至6吋的鑽孔內采取土样。試驗前，每一土样必須重塑，因为垂直于砂层层面而通过不扰动土样的滲水量並不取决于土样的平均渗透系数，而是取决于它的透水性最小的成份。重塑土样的相对密度和現場砂土是不同的。而且，室內的溫度較地下水溫度为高。故估計天然砂层的 k 值时，必須考虑溫度和相对密度不同的影响，見第11节。

由于采取无凝聚性土壤操作技术的困难，所以，在砂层的某些部分不能取得土样是几乎不可避免的。土样的不連續性是土层渗透性估計中重要誤差的来源。試驗室內土样重塑方法使渗透性估計又引起了另一种誤差。故如果一部分砂层是位于地下水水位以下，則室內試驗的結果必須以抽水試驗來校核。如果两者差別很大，則試驗室求得的渗透系数必須改正。

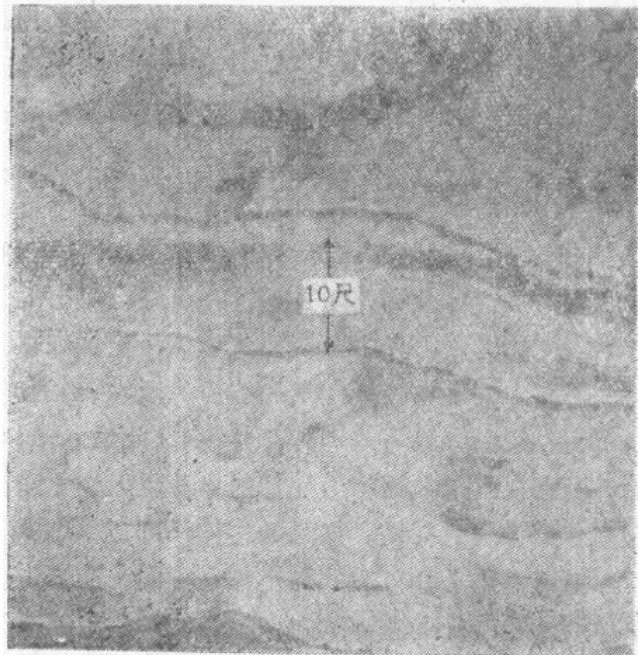
地下水水位以上砂层的渗透系数的各种測定方法，是依据通过鑽孔內有孔套管上的細孔而滲入附近土壤的水量。因为水流滲入砂土表面处很难避免不形成一个隔水膜，故这种方法不拟予推荐。

渗透試驗和估計的結果可用渗透图解来表示，見第126图^{45.1.45.2}。

第11节曾指出，垂直于层面方向的天然土层的平均渗透系数 k_H 經常較平行于这层面方向上的相应渗透系数 k_L 为小，而且通常前者远較后者为小。抽水試驗和渗透試驗的

結果都是僅能求得 k_I 值。 k_{II} 的估計必須依據砂層內平行於層面的任何平面上各點的滲透性都相同的假定。這個假定很少是對的。因此，甚至是進行兩組滲透試驗，一組是水流滲過土樣內平行於層面，另一組是垂直於層面，但根據這兩組試驗的結果也不可能估計 k_I/k_{II} 比值。而且，土樣決不是完全連續的。兩個鄰近砂樣之間一層單獨的粉沙夾層的存在並非不常見（見第129圖），因此使 k_{II} 的計算失去了真實性。

在有利情況下， k_I/k_{II} 比值的唯一推求方法是在一大區域內的幾個井抽水來降低地下水水位，水流通過砂土體積範圍流向這幾個井，並在這範圍內的許多地點測定測壓管內水面讀數，依據這結果來繪制流網；並比較實測流網和依據 $k_I/k_{II}=1$ 的假定所繪制的理論流網^{45.3}。這方法所依據的原理是和已知 k_I/k_{II} 比值繪制成層砂土沉積物的流網相同（見第39節）。在正常情形下，這方法的花費很大而且很複雜。所幸 k_I/k_{II} 比值的準確資料是很少需要的。



第129圖 中等均勻砂土內的粉沙夾層。這夾層的存在不能用普通試驗來決定。但是它們使砂層的垂直滲透系數和水平滲透系數之比減少到很小分數

軟粘土層的抗剪強度

如果遇有粘土的工程計劃中需要研究斜坡的穩定性、計算挖坑支撐上的側壓力或估計基腳或筏基的最後載重能力，則必須確定粘土的抗剪強度。在第15節中曾指出，現場上粘土的抗剪強度約等於以薄壁取土筒迅速壓入土內所取得筒式土樣的無側限抗壓強度 q_u 的一半。均一的粘土層的抗壓強度通常在一定程度上隨地面下深度而增加，但是這規律有許多例外的情形。

鑽孔探驗時，粘土的抗剪強度可以粗略地依據標準貫入試驗的記錄來估計。無側限抗壓強度和貫入取土管入土1呎的擊數之間的近似關係見第11表。但是對於每呎的某一擊數，它相應的 q_u 值和它的平均值出入很大。故必須經常用管式土樣進行壓力試驗。管式土樣的其它慣常試驗也是需要的（見第5表所列），因為它們的結果需要和過去在類似的工程上所遇到的粘土來進行比較。壓力試驗所得 q_u ，由於管式土樣已有顯著擾動，故它的數值過小。重要工程所需的補充探驗工作。是取決於土壤剖面的性質。

第11表

粘土稠度、取土管擊數 N 和無側限抗壓強度的關係

q_u ，以噸/平方呎計

稠度	極軟	軟	中等	硬	極硬	堅
N	<2	2~4	4~8	8~15	15~30	>30
q_u	<0.25	0.25~0.50	0.5~1.0	1.0~2.0	2.0~4.0	>4.0

如果是簡單而有規則的土壤剖面，則通常可以依據室內試驗結果來求得粘土層的平

均抗剪强度。用第44节的筒式土样鑽孔可取得2吋的連續土样。为了求得十分可靠的平均值，取样鑽孔的間距不可超过100呎。如果預先知道土壤剖面很規則，而且需要筒式土样鑽孔，則必須在粘土层範圍內探驗鑽孔所經過的各土层采取連續土样。介于粘土层的各段則采取管式土样，並进行标准貫入試驗。由于筒式取土方法並不需要大于扶住探驗鑽孔孔壁的套管，所以这两者是可以联合应用。

送到試驗室的土样是密封在管中。一个鑽孔中的所有粘土样，最好是按照在一个鑽孔中由上至下的方向順序做試驗。取土筒的长度一般是30或36吋。用細齿弓背鋸、索鋸或馬达帶動的磨盤，把它們切成6吋长的土样。土样本身是用鋼絲鋸来切取的。然后用紧密接合的活塞从取土筒內把土样推出来。

如果粘土样的最上层比較不扰动，則首先在它的天然状态下进行无側限压力試驗，然后在同一含水量的完全重塑状态下进行相同的試驗。两种抗压强度值之比就是測定粘土敏感度的准則，見第8节。試驗后，土样在縱方向上分成两部分。一半用于含水量試驗，另一半盛于有隔絕空气的盖子的瓶內。当遇到某一土样和它前面的土样在稠度、顏色或一般外貌上有显著差別时，則必須在此后的操作中进行同样的一組試驗。粘土的稠度变化可由它在手指之間产生变形的显著阻力变化来檢驗。每筒內最上部分土样可能較其它部分有更显著的扰动。如果是这样，則必須取其他部分較少扰动的土样进行压力試驗。

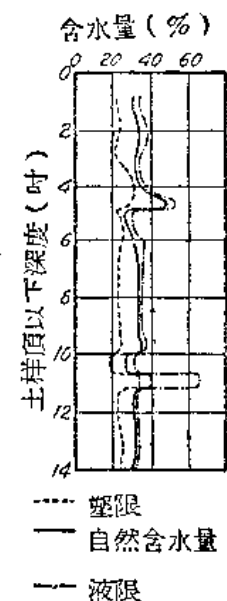
把第一个土样以后的各土样在縱向上分开。整个一半土样用于含水量試驗；其它一半必須放在十分潮濕空气中，它的层面向上，讓它开始慢慢变乾。在乾燥某一当中阶段，可清楚地看到层次的詳細情形。这时必須記載层次的詳細情形，指出个别土层的顏色和大概厚度、层次的完整程度和其它所見的特点。以后即把这些記載作为粘土层次特性的一般說明。少数代表性土样应拍照片。

以后6吋的各段土样也仅用于含水量試驗和目力檢驗。如果試驗人員按这方法做了5个或6个土样的試驗，而沒有发现显著的变化，則次一段土样应在自然状态下进行无側限抗压强度和含水量試驗。这种工作程序一直繼續下去，直至所遇到的土样和以前土样有显著不同之时为止。然后把这个土样像最初一个土样一样进行同样的試驗，再按以上的慣常程序做下去。

一个鑽孔內土样的各項試驗进行后，应将无側限压力試驗所用的在天然状态下的和在重塑状态下的代表性土样进行阿太堡限度試驗。試驗結果見第127图。图上必須載有粘土层次的扼要說明（这图未繪示）。

如果分析研究的問題是为了估計斜坡的滑动安全因数或填土的鋪展安全因数，則由于滑动面的主要部分是位于細砂或粗粉沙的一层或多层夾层內，而並非在粘土內，故层次詳細情形的知識至少和粘土的强度具有同样重要性。在这些情形下，必須具备层次性質的詳細的完善的說明。少数的成层土层的典型土样必須另作进一步的檢驗，包括組成土样的各土层的自然含水量試驗和阿太堡限度試驗。第130图是这种檢驗的結果。

在任何情形下，必須設法研究筒式土样的扰动程度，見第44节。

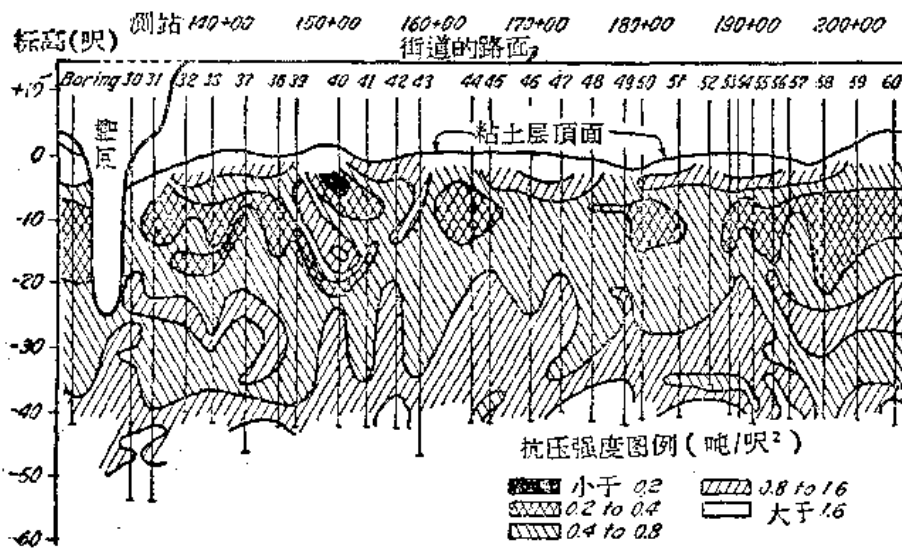


第130图 1呎冰积軟粘土层內指示性質的变化

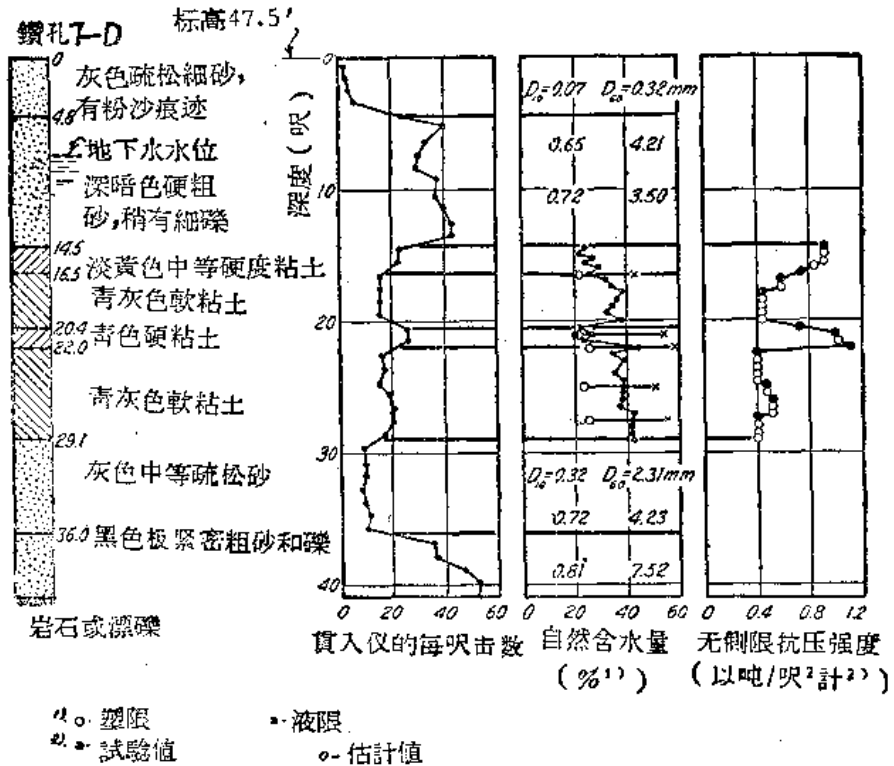
以上各項討論是屬於十分均勻一致的粘土層的研究。如果地基土壤內的粘土層具有不同的厚度和稠度，則研究的方法必須修改。工程師必須研究粘土層上下邊界的地形並確定最軟粘土層和最硬粘土層的位置，而不是集中力量于土壤試驗。求得這些資料的最好方法，就是進行許多地下觸探，並輔以

探驗鑽孔。把這些結果綜合研究後，進行2個或3個筒式土樣鑽孔。這些鑽孔必須位於地址上最好的和最壞的地点。在各粘土層之間的土體內，採取管式土樣，並進行標準貫入試驗，而在粘土層內則採取連續的筒式土樣。第131圖就是在汜濫河谷內一個斜坡上複雜沿岸沉積土中所進行的鑽探。這圖的左側是鑽探人員記載的簡圖。它的右側第一圖是距鑽孔凡呎處進行地下觸探的貫入記錄。它的後面兩圖是土壤試驗的結果。

第132圖是介於規則和不規則之間的冰積粘土沉積土的無側限抗壓強度的試驗結果。



第132圖 芝加哥稍不規則的冰積粘土沉積土的無側限抗壓強度的變化



第131圖 複雜的沿岸沉積土內鑽孔所取得土樣的鑽深記錄、貫入記錄和土壤試驗的結果

果。個別粘土層並非均勻一致，它們的物理性質不能夠用某一平均值來代表。但是工程上需要粘土的抗壓強度和它在水平和垂直兩方向上的變化資料。為了滿足這些要求，在相距200呎處進行筒式土樣鑽孔，從這些鑽孔內所

取得的土样是和均匀一致土层处所采取連續土样一样进行同样的試驗。后来在开挖隧道时知道，这土壤剖面真正表示了在隧道不同断面中所遇到的粘土层的一般性質。在各鑽孔之間的粘土性質和它的平均性質之間的出入程度是重要的，而且需要在施工时繼續注意，但是較詳細的地层探驗是不实用的，而且是不經濟的^{15.4}。

粘土层的压縮性

粘土层的压縮性是很值得注意的，因为它是粘土层逐漸沉陷的来由，也是土层上附加荷重后所引起抗剪强度延緩增加的原因。不論压縮性的实用含义怎样，但是只有粘土层是連續的和十分均匀一致的，才能可靠地預測它的影响。

如果地基土壤是連續的和十分均匀一致的粘土层，則由于附加荷重所引起的在地面各点的沉陷約和这荷重該点以下粘土內所产生的平均压力成正比例。粘土內的压力大小和分佈，可按第35节所述的方法来計算。依据這項計算的結果和土壤試驗的結果，可計算由于这荷重所产生的沉陷量，也可繪制等沉陷量曲綫。

如果次要工程的基础在均匀一致的粘土层以上，則除管式土样作慣常試驗以外，不需作其它土壤探驗工作。粘土的这些試驗包括了液限試驗。液限和压縮指数 C_c 的統計关系見(13.11)式。普通灵敏度的正常荷重粘土，用这方程式所得 C_c 值在大部实用上是足够准确的。但是，如果是特別灵敏粘土，則正确的 C_c 值較計算者为大；如果是預先压縮的粘土，則正确的 C_c 值远較計算者为小。灵敏度是由重塑作用对于管式土样的抗压强度的影响来表示，預先压縮的存在，通常是由現場的地質性質来推断的。

对于需要精确預測沉陷量的重要工程，必需作补充的探驗工作。这些工作首先是筒式土样鑽孔，間距不超过100呎。从这些鑽孔中取得的連續土样，必須像前述的均匀一致粘土层的抗剪强度探驗工作一样进行同样的試驗。但是，仅需从一个鑽孔中取得代表性土样来进行无側限压力試驗，以取得有关粘土灵敏度的可靠資料。

繪制全部筒式土样鑽孔的含水量剖面图(見第127a图)后，选择一个代表性鑽孔。在这个鑽孔附近，打一个不扰动土样鑽孔，所得土样的直徑至少4吋，以便作固結試驗。

由于固結試驗所需的時間和勞动力很多，所以做这些試驗的土样不能多于10或15个，以免过分迟誤時間。但是，即使在比較均匀一致的粘土层中，粘土的物理性質也可能到处有很大的变化。因此，祇有依据粘土的压縮性和指示性質之間的統計关系，在合理費用下来測定粘土的压縮性。

粘土的慣常試驗是第5表所列的各項試驗，其中最便宜和最方便的試驗是含水量試驗。而且，自然含水量和粘土层各部分的压縮性的关系，較之和任何其它指示性質为密切。故依据粘土层各部分的自然含水量和压縮性之間的統計关系，可以最方便地求得这粘土层的平均压縮性。

如果所有其他情况都相同，則平均孔隙比为 e_0 的正常荷重粘土层由于固結作用所引起的沉陷量是取决于粘土的压縮指数 C_c 。經驗指出，这种粘土的自然含水量和压縮比 $\frac{C_c}{1+e_0}$ 之間的关系可以近似地用直綫方程式来表示。为了利用这种关系，可用粘土土样

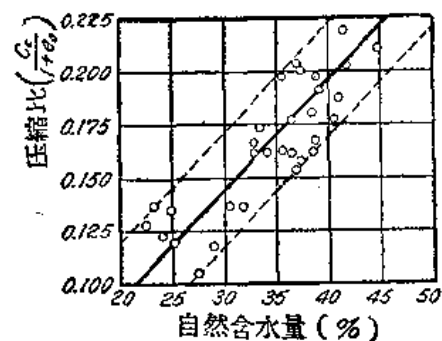
进行固結試驗，並繪制 $\frac{C_c}{1+e_0}$ 值和自然含水量的关系图，見第133图。图上每点代表每一固結試驗，各点的位置接近于一条直綫。两条虛綫之間的垂直距离是在某一自然含水量

时 $\frac{C_c}{1+e_0}$ 值和它的平均值之间的出入程度。

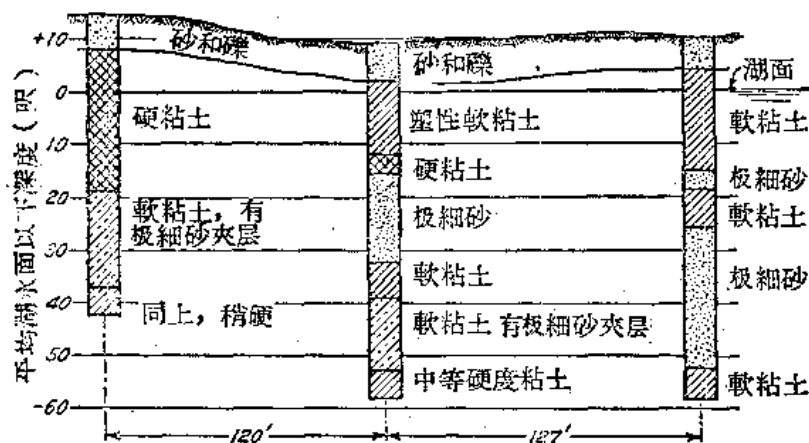
压缩比和自然含水量之间的关系决定后，下一步就是用这种关系，从整个2吋筒式土样的自然含水量，来估计它的压缩比。最后，以算术方法或图解方法决定 $C_c/(1+e_0)$ 的平均值。这值可直接应用于(13.8)式来计算沉降量。

如果是预先压缩的粘土，则不能应用(13.8)式，而沉降量计算方法必适应于粘土的固结特性。但不论采用何种方法，精确的沉降量预测通常是不切合实际的。这个理由已于第13节解释过。

位于十分均匀一致的粘土层上的房屋，它在计算地基沉降量分佈时所能达到的准确度见第194图。实际的沉降量分佈见左图，计算的见右图。建筑物本身虽复杂，但它是对称的，如果房屋地基土壤剖面不规则，则不可能求得这种结果，因为这种地基上房屋的沉降量不仅取决于荷重的大小和分佈，而且也取决于地基土壤在水平方向上的压缩性变化。而且，沉降速率是取决于地基土壤中无凝聚性土层和夹层的连续程度。因此它可以到处不同。第134图就是这种地基的剖面。它是伊利湖南岸一种复杂沿岸沉积土的鑽探



第133图 馬薩諸塞州波士頓市鑽孔的粘土自然含水量和压缩比的统计关系



第134图 伊利湖克利夫蘭附近的不規則沿岸沉积土

結果，曾經鑽探了 100 个鑽孔以上，各鑽孔的間距不超过 100 尺。但是，鑽探記錄並未說明鑽孔中所遇到的粘土层是否是連續的。

如果拟建建筑物的地基土壤剖面不规则，则不扰动土样鑽孔和細致的土壤探驗是完全不适当的。用許多地下触

探，並輔以探驗鑽孔，即可获得較有实用价值的資料。这种探驗結果至少可以供給設計人員关于所設計房屋基础下的最軟夾层和最大阻力夾层的位置。在2个或3个地点上进行筒式土样鑽孔，可以获得土层层次詳細情形和鑽孔內所遇到的粘土的灵敏度的資料。依据液限和压缩指数 C_c 之間的统计关系，可以粗略估计最大沉降量。在判断拟建建筑物是否能够抵抗所估计的沉降量时，必須考虑地基中最硬夾层和最軟夾层之間的距离。即使極精細的土壤探驗結果也未必能求得比上述建議方法更多的資料。

地基勘测程序的綜述

依据以前討論，地基勘测有几个順序阶段。第一步在于决定探驗鑽孔的深度和間距。

如果拟建建筑物是一座房屋，則現行方法是房屋所佔面积每 2500 平方呎約需一鑽孔。如果要建筑一座挡土牆或进行敞口挖方，則牆长或挖方长度每100呎內慣常至少要一鑽孔。但是，这些法則只是依据慣例，而並非依据合理的考虑結果。如果地基土壤不規

則，則探驗鑽孔和地下觸探的結合應用，通常可在時間既短、費用又少的情形下獲得較為有用的資料。

探驗鑽孔的深度，視地基土壤內是否有軟粘土層而定。如果當地地質情況或過去在附近地區鑽孔所示情況沒有指出這種可能性，則鑽孔不需要到達地面下20或30呎以上的深度。另一方面，如果地基土壤在某一未知深度處有粘土層，則決定鑽孔的最少深度的最好根據是粗略估計一下粘土層的存在仍能對於擬建建築物的作用有重要影響的最大深度。

隨後的探驗工作則取決於工程的大小、設計問題的性質和地基土壤的情形。

對於一般的工程，例如普通房屋或橋樑的地基，除管式土樣的慣常試驗（見第5表）外，不需要其它的探驗工作。大型工程或不平常的工程，則需要前小節中曾述及的一個或更多的輔助探驗。這些探驗的結果瞭解後，設計人員必須判斷下列問題：依據探驗資料的結論是否就是最後的結論，或者余下的不定因素是否需要在施工時進行現場觀測。由於這些不定因素具有重要的實際意義，本節之末將加以詳細討論。

前面的工作總述指出，地基勘測很少是一種簡單的步驟，而這步驟祇需要謹慎地依附於硬性的速成的法則。除非探驗工作人員用成熟的判斷來指導他的工作，並在這方面有廣泛的實際經驗，否則便可能耗費更多的時間和費用。

由於確實的知識僅限於相距很遠的各垂直綫上的土壤情況，故在每一步驟中對於水成沉積土壤或其它未固結土壤的全部地質知識，是具有不可估計的價值的。第43節曾述及，除非探驗工作人員對於所探驗的土壤剖面具有十分清晰概念，否則資料插補的結果和可能出入程度的估計是可能很不對的。區域地質的知識也是需要的，因為按此可決定房屋下面粘土層是否曾受過大於目前荷重的壓力，如果如此，則可據此作為估計附加壓力大小的依據。

工程愈大，則愈需要從純地質學知識來補充土壤探驗的結果，因為大型工程的詳細土壤測量是完全不可能的。

實際情況和依據地基勘測的假定之間的區別

每項大小工程的地基土壤勘測結果都最後歸納成為一套假定，作為設計的依據。這種求得最後結果的各種步驟包含有依據統計關係的插補法和相關法。故這些假定經常在某些程度上和實際有出入。但是這些不可避免的出入，它的重要性，對於不同的假定，是極不相同的。這個事實在以下數段中詳細解釋。

砂性土壤的內摩擦角，砂層的相對密度或粘土層的平均壓縮性等假定是屬於一類。這些假定所引起的誤差，主要是取決於供給基本資料的現場試驗的數量和質量。故如土壤剖面比較簡單，則這一類的錯誤假定可以妥當地歸罪於不適當的土壤勘測。某些浸水的或部分浸水的極松砂土的危險性質，不能用任何種試驗可靠地來求得，見第17節。故經常必須假定浸水松砂稍有振動，即易液化，除非它用人工方法夯緊。

依據土壤試驗結果來精確地確定任何土層的平均滲透系數 k_I 和 k_{II} 是不實際的，因為 k_I 和 k_{II} 兩值是取決於土層的詳細結構，而這些詳細結構是任何土壤探驗方法都不可能發現的。但是如果審慎地選擇滲透系數的探驗方法，並明智地應用這個方法，則在大多數情形下是可以求得十分可靠的極限數值的。極限數值和真正平均數值之間的差值不可能確定，但是對於許多實用目的，僅需要極限數值的知識。

当预测有层次的砂层内或含有较透水薄层或夹心薄层的粘土层内孔隙水压力的时候, 则求得的资料最不可靠。这是由于在某一水力边界条件下, 孔隙水压力的大小和分布, 主要是取决于不能探验的详细结构, 较之土层的平均渗透系数更为重要。故为地基损毁的安全因数或土体的滑动安全因数是取决于孔隙水压力, 则不论地基土壤曾很小心地探验, 在任何情形下孔隙水压力的基本假定都不应加以信赖。

在这些事例中, 必须认为设计所依据的假定只不过是工作中的假设方式, 这种假设必须依据施工时的现场观测结果来修正。事实上所有坝基和其它水利建筑物的损毁都可以归罪于不正当地相信某类假定, 许多种损毁是可以在施工期间适当的现场观测加以避免的。因为考虑到重要水利建筑物的损毁使生命财富遭受损失, 故在目前技术水平下, 我们决不能容许过于信赖原来设计所依据的假定和省却了研究实际情况所必需的现场观测。

虽然孔隙水压力的计算值是不可靠的, 但是这种计算经常是必须进行的, 因为计算结果有重大的用途。这些计算结果可以作为估计危险可能性、制订在施工期间用以发觉危险的现场观测计划, 和解释这些观测结果的基础。

参考文献

45.1. K. Terzaghi, Soil Studies for the Granville Dam at Westfield, Mass., *J. New Engl. Water Works Assoc.*, Vol 43 (1929), pp 191-223. 水库库址附近冰积内堆石的渗透性测量。这项研究中所采用的毛细管水升高法曾以其它方法代替。

45.2. F. S. Brown, Foundation Investigations for the Franklin Falls Dam, *J. Boston Soc. Civil Engrs.* Vol 28 (1941), pp 126-143. 坝址下河流冰积砂层内渗透性测量结果的提要。

45.3. H. Graftio, Some Features in Connection with the Foundation of Svir 3 Hydro-Electric Power Development, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass (1936), Vol. I, pp 234-290. 用流网法测定有层次沉积土的水平渗透系数和垂直渗透系数的比值。

45.4. K. Terzaghi, Liner-Plate Tunnels on the Chicago Subway, *Trans. ASCE*, Vol 108 (1943), pp 970-1007. 为了开辟隧道而进行的半不规则的冰积粘土层的物理性质探验。

45.5. 参阅参考文献 44.6. 用鑽孔和試驗結合瑞典貫入儀的地下触探法在軟粘土斜坡上进行探验的許多实例。

45.6. G. L. Freeman, Soil Survey of the Flushing Meadow Park Site, Long Island, N. Y., *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol I, pp. 25-30. 潮汐沼泽区上拟建建筑物地基的探验技术和探验结果。

45.7. G. Tschobotareff, Settlement Studies of Structures in Egypt, *Trans. ASCE*, Vol 105 (1940), pp 919-972. 細粒冲积平原沉积土上房屋地基探验, 指出在垂直方向上土壤性质的重要变化。

45.8. Wm. P. Kimball, Settlement Records of the Mississippi River Bridge at New Orleans, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass (1936), Vol I, pp 85-92. 密西西比河河道内粘土的桥墩地基探验技术和探验结果。

第八章 土压力和斜坡的稳定性

第46节 挡土墙

挡土墙的设计

挡土墙的设计步骤, 像其它许多工程建筑物的设计一样, 主要包括了下列两个连续反复的步骤: (1) 建筑物尺寸的试探性选择和 (2) 各力作用于建筑物上时, 分析它是否能抵抗各力。如果分析结果指出这建筑物不能满足这些条件, 则改变它的尺寸, 並重新进行分析。

在进行挡土牆尺寸的第一次試探性选择时，設計人員是依靠他們的經驗並依据一般挡土牆底面寬度和牆高的比值的各种表格。为了进行分析，他首先估計基础底面以上所有作用力的大小，包括填土压力和牆身重量。其次研究牆身的傾复稳定性。然后估計挡土牆基础底面以下土壤是否足以阻止牆身沿着基础底面或它下面某一平面上发生滑动，是否足以承載牆趾处的压力而不致使牆身傾复損毀，是否足以承載所有垂直力（包括填土重量），而不致引起过大的沉陷、傾斜或向外移动。

挡土牆設計中有下列兩項演算应用到土力学：牆身上填土压力的估計和地基土壤是否足以承載建筑物的估計。這兩問題将分別討論。

填土压力的估計

引論 挡土牆上土压力計算的理論方法見第24节和第26节。这些方法是根据下列三項假定：

- (1) 由於傾斜或滑动，牆身移动一距离足以使填土完全产生它的抗剪强度。
- (2) 填土的孔隙水压力略而不計。
- (3) 土压力方程式中的土壤常数具有一定数值，可以可靠地确定。

仅在这三項假定滿足时，土压力理論才能应用于挡土牆上填土压力的估計。牆頂並非堅固地支撑着的各种挡土牆都是能移动足以符合於第一項假定。但是，为了滿足第二項假定，則必須和牆身一样地細心設計並建筑填土內的排水系統；为了滿足第三項假定，則必須在牆身設計之前选择並研究填土材料。而且，如果填土祇用傾倒方法来填筑，則不能用任何切实可行的方法来可靠地确定它的抗剪强度，故填土必須細心填筑。

如果后面兩項假定不能滿足，則牆身上受到的各种作用力便超出任何土压力理論的范围。如果填土疏松堆放或排水不合适，則它的性質隨季节而变化，在每年內填土从局部的或完全的飽和状态轉变成排水的或局部乾燥的状态。因此土压力就产生了季节性变化，而这种变化在古典土压力理論中是沒有考慮到的。例如高34呎的鋼筋混凝土挡土牆牆背上压力盒的測驗結果指出，一年內的土压力变化較其平均值約有 $\pm 30\%$ 的出入^{16,17}。

由於季节性变化而产生的填土土压力最大值較庫倫或郎肯值为大。但是在一般工程上，例如鐵路或公路沿綫的挡土牆工程，如果严格地依据理論要求而在設計和施工中消除土压力的季节性变化，則既不經濟又不切实可行。为了經濟和切实可行，这些挡土牆的設計可以根据半經驗法則来估計填土压力。这些法則的原来形式主要是依据实际挡土牆的稳定性分析，这些挡土牆祇有少数是損毀的。由於在拟訂这些法則时並未考慮到基本的損毀原因，故按这方法所設計的挡土牆很少損毀，但是在大多数情形下挡土牆較所必需的为安全。

另一方面，如果挡土牆是大型工程的主要部分，或挡土牆的高度約超过20呎，則比較經濟的是确定填土的性質，实行滿足於应用土压力理論所必需的施工方法，並按土压力的理論值来設計挡土牆。

估計填土压力的半經驗方法 許多年來，大部分挡土牆的設計曾采用經驗方法或半經驗方法。大概这些方法中最老的一种方法是应用图表，求得在各种形式挡土牆和填土材料时牆脚底寬和牆高的适当比值。这方法的主要缺点是由於牆脚上的作用力不瞭解，因此不能充分研究挡土牆的地基。第二个方法是一般采用的当量液体法，这方法假定填

土压力好像液体压力一样地作用于挡土牆上，挡土牆設計时，就考虑了它能抵抗这种液体压力。虽然这种方法采用很广，但是当量液体的概念並未使当量液体的么重得到一些普遍可采用的数值。許多設計人員宁願采用理論方程式来計算无凝聚性土壤的土压力，並且采用过去良好設計中常用的数值来代替內摩擦角值。但是在不同情况下，采用适当的 ϕ 的数值存在着分歧的意見，

並且意图把这方法应用于凝聚性填土，但在理論上還未能得到解決。

但是，各种經驗方法或半經驗方法中的每一方法都是一种有价值的經驗宝藏，而且總結了較有用的知識。今日的土壤物理性

質的知識已使我們可以在确定土壤常数或当量液体的么重时消除了最不合理的数值。而且，土压力理論的知識可用以适当地考虑到凝聚强度，並可用以估計填土上表面荷重的影响和表面形状不規則的填土的影响。这些知識的總結将以实用的近似設計方法的形式在下列各段述及。

在应用这些方法时，必須注意挡土牆設計的各种近似方法都具有两个特点：它必須依据一些任意的假定，而且它不能应用于实际上所遇到的一切情形。故下面建議的小型挡土牆的設計方法，仅可作为从規定的简单情况推演到現場上的特定情况时的一种基础。

挡土牆設計的半經驗方法的第一步，是按第12表的5类土壤确定可取到的填土材料屬於那一类。

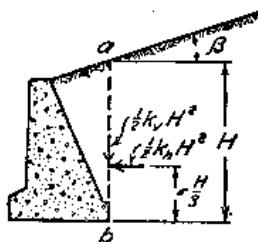
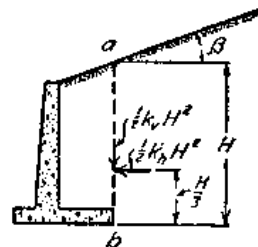
如果在研究填土材料的性質之前必須設計挡土牆，則必須根据由於施工力量可以取用的最不适合的土料来估計填土压力，或者必須預备另一套可以替換的設計。每一設計必須有清晰而簡單的說明，指出这土料是屬於第12表中的五类土壤的那一类。然后在現場上的工程师必須选择适合于目前現場情况的設計。

挡土牆設計中所遇到的实际情况，可

第12表

擋土牆后填土的种类

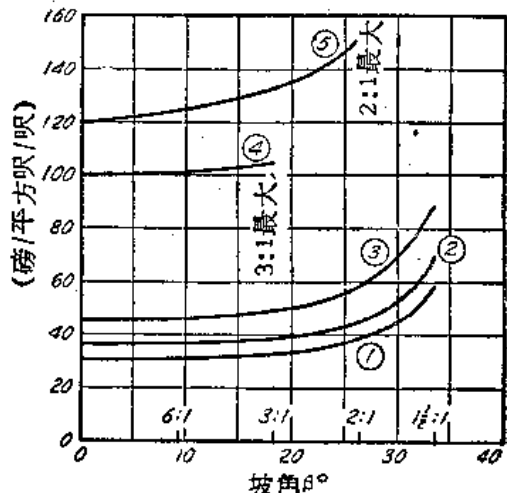
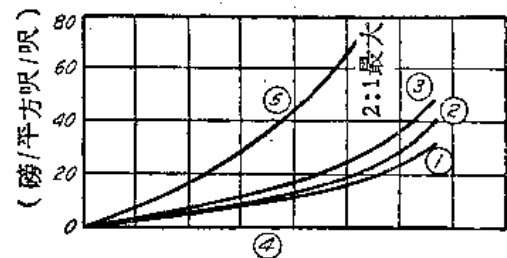
1. 粗粒土壤，并无細土粒，极透水(淨砂和淨礫)
2. 粗粒土壤，有粉沙粒，透水性低
3. 有石子的殘积土壤，細粉質砂土和含有大量粘土的粒狀土料
4. 极軟粘土或軟粘土，有机粉沙或粉質粘土
5. 中等硬度的粘土或硬粘土，沉积成短厚的土块，且在洪水或暴雨时期进入土块之間的孔隙中的水量很少，因而受到了保护。如果不是这种情况，則粘土不能用作填土材料。粘土的堅硬度減少，則水量滲入牆背填土而使擋土牆产生的危險性迅速增加



附注：

曲綫上数字表示第12表中的土类。

对于第5类土壤，必須根据較实际值减少4呎的H值来计算。



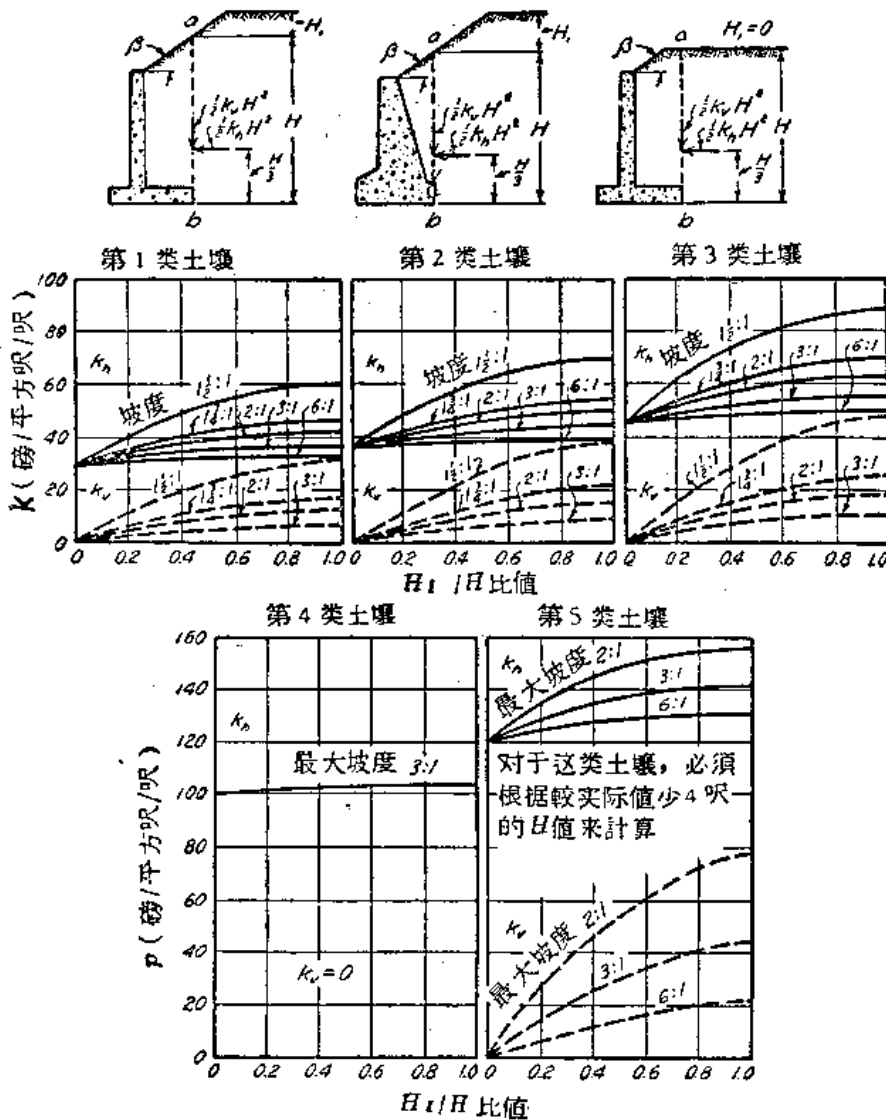
第135图 填土水平的擋土牆牆上填土压力的估計

以依据填土表面形状和它所负荷的表面荷重分成4类：

- (a) 填土表面水平，无表面荷重。
- (b) 填土表面从牆頂起至牆頂以上某一标高成一斜坡。
- (c) 填土表面水平，有均匀分佈的表面荷重。
- (d) 填土表面水平，有均匀分佈的綫荷重平行於牆頂。

如果填土表面水平(a类)，則可用第135图来估計填土压力。应用这图的第一步是决定通过牆踵的垂直断面的高度 H ，这高度自牆脚底面至填土的表面。这断面上的总水平土压力是 $\frac{1}{2}k_h H^2$ ，总垂直土压力是 $\frac{1}{2}k_v H^2$ 。 k_h 和 k_v 两值隨坡角 β 而異，且因各种填土材料而不同，見第135图的右側。填土压力是假定隨 a 点以下的深度成简单比例而增加。故填土压力的合力作用点是在 H 的下面 $1/3$ 点处。如果填土材料是第5类的粘土块，則 H 值必减少4呎，且这合力作用於距牆脚底面的高度 $\frac{1}{3}(H-4)$ 呎处。

如果填土表面在一定距离內和水平面成 β 角，然后填土又成水平(b类)，則可用第136



第136图 填土表面自牆頂向上成斜坡，至一定距离后填土又成水平的擋土牆上填土压力的估計

图来估計 k_h 和 k_v 值。同前，从这图可得出通过挡土牆牆踵的垂直断面 ab 上的土压力值。如果填土是1至4类土壤，則总土压力的作用点在 H 的下面 $\frac{1}{3}$ 点处。對於第5类土壤，計算总土压力时 H 值减少4呎，且这压力作用於离牆脚底面的高度 $\frac{1}{3}(H-4)$ 呎处。

如果填土表面水平，並有均匀分佈的表面荷重每单位面积 q (c类)，則任何深度处垂直断面 ab 上每单位面积的土压力因表面荷重而增加下列数值：

$$p_a = C_q \quad (46.1)$$

式中 C 是系数，隨土壤种类而異。 C 值見第13表。

如果填土表面有綫荷重每单位长度 q' 平行於牆頂(d 类), 則可認為这綫荷重作用於垂直断面 ab 上有一水平力每单位长度

$$p_q' = C_q' \quad (46.2)$$

第137图內 p_q' 力的作用点 d 可由下法求得: 自 q' 力作用点 c 繪一直綫, 和水平綫成 40° 角, 这直綫和牆背交於 d_1 点。如果 d_1 点在牆脚底面以下, 則綫荷重對於表面荷重的影响可以略而不計。如果 c 点在垂直断面 ab 之左, 則这个法則仍旧不变。

綫荷重 q' 也在牆踵的頂面上产生附加的垂直压力。可以假定这水平面上的压力 p'' 是均匀分佈於以 c 为顶点的等边三角形之底 ef 上。故这压力强度为

$$p'' = \frac{q'}{ef} \quad (46.3)$$

稳定性計算中仅考虑直接作用於牆踵上的 p'' 的部分。

前数段所述为在不沉落的地基上的挡土牆設計方法。故牆底摩擦力和附着力势必使牆向下拉並减少土压力。但是, 如果挡土牆在极可压缩的地基上, 則挡土牆对填土而言的沉陷, 必然和这些力相反。因此使土压力大大增加(見第26节和第64图)。故如挡土牆是在像軟粘土一类的可压缩地基上, 則由第1、2、3和5类填土材料計算所得的填土压力必須增加50%。

上述用半經驗方法計算的填土压力包括了填土內的渗透压力和各个时期的季节性变化影响。虽然如此, 但是必須設法防止牆身后水份的积聚, 並减少冰冻作用的影响。

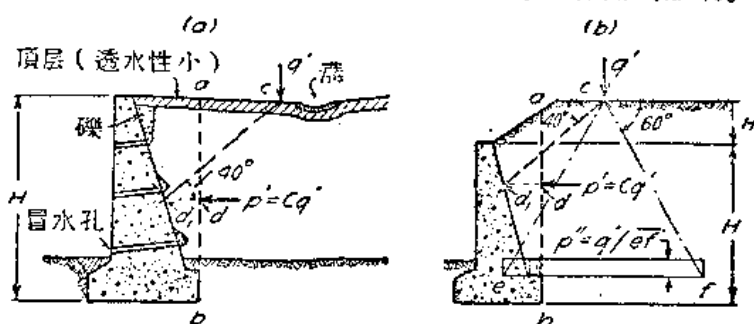
为了排除暴雨时进入填土的水分, 可設置出水孔, 这些出水孔通常叫做冒水孔或牆后排水层。通常在挡土牆內埋置4吋水管作为冒水孔, 見第137a图。水平的各行冒水孔之間的垂直間距不应大於5

呎。垂直的各列冒水孔之間的水平間距隨导引渗水至冒水孔的工程措施而定。最便宜但效果最微的措施就是在每一冒水孔的进水口处抛下一立方呎左右的碎石或砾。如果采用这个方法, 則冒水孔的水平間距应不超过5呎左右。从冒水孔流出的水分是渗入挡土牆牆趾处的地內, 該处土壤必須儘可能保持乾燥。如果在整个牆背的长度內放置縱向的牆后排水层, 以代替每一行水平的冒水孔, 則可以避免上述不乾燥的情形。这种牆后排水层的出水口是在挡土牆的两端以外。通常采用的最細致的排水措施是在整个挡土牆牆背上复盖一层垂直的砾层, 这就是牆后連續排水层。它的出水口放在挡土牆的两端。

这些排水措施可防止牆后水份的积聚。但是不論采用那一种方法, 水分必自填土流向排水工程。流网的理論研究曾指出, 这种渗水方法所引起的渗透压力可使透水性小的

第13表 方程式(46.1)中的 C 值

土 壤 种 类	C 值
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00



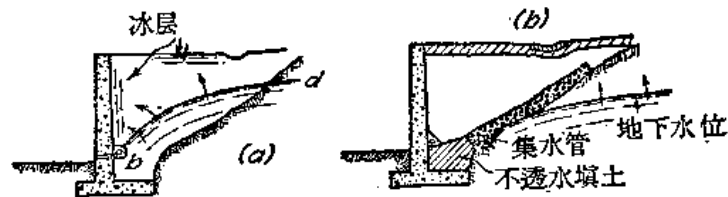
第137图 擋土牆由于表面荷重每單位長度 p , (平行于牆頂) 所引起的牆踵垂直断面上的力的大小和作用綫的估計方法

填土的土压力大大增加。由於第135和136两图是根据慣常的不完善的排水措施的挡土牆的經驗，故这些图上所列各項数值已考虑到土压力的这一暂时增值。

为了防止在雨季时期第12表中的第2和第3两类填土材料的充水饱和，填土表面必須复盖一层渗透性远較填土材料为小的土层。这土层表面必須向放置方便的小沟傾斜，見第157a图。

如果給水管或污水管必須埋放在填土內，則这些水管必須用砾层排水措施圍繞着，它的出水口必須在易於发现水管断裂的地点。

由於这里所說的半經驗方法已考虑到填土压力、水分向墙后排水层渗流时的渗透压力和其它各种季节性变化因素所引起的压力，故需要单独考虑的唯一因素只是冰冻作用。如果第12表中的第2和第3两类填土材料是充水饱和，則牆背附近孔隙水分的冻结必吸出填土內水分使流向冰冻区，而且可能和牆背平行而形成冰冻层(見第21节)。如果用一层很透水的或很不透水的土层，使填土和地下水水位永久分开，則这种填土組成了暗系。在这种填土材料中，冰层的形成祇是由於水分从填土的中心部分向冰冻区移动，但是填土的体积和形状实际上保持不变，而且挡土牆的相应移动极微。但是如果地下水上升入填土內，則这填土变成了明系，而且由於沒有一座挡土牆的重量足以抵住冰的結晶压力，故冰层的形成使挡土牆产生强有力的向外移动。曾經有人建議在牆背和原来地面的交点 *b* 处安装一条連續的砾石排水措施来改善这种情况，見第138a图。这种排水措施可使地下水水位降低至 *bd* 的位置，但是它不能防止水分由於



第138图 (a)仅有牆后排水管的擋土牆后填土內的冰冻作用；(b)防止冰层形成的填土排水方法。

毛細管作用而流向冰冻区，見第138a图中的箭头所示。但是如果在填土和它的地基土壤之間的整个接触面上直至地下水水位的最高位置处复盖一层砾石或其它很透水的材料，則这填土可变成暗系(見第138b图)。集水管必須裝置在冰冻区的內边界之外，它的出水口必須保护，以免被冰所阻塞。如果填土是暗系，或者如果它是第1、4和5三类土壤，那么不会有严重的冰冻作用。

土压力的理論估計方法 根据理論所計算的土压力的大小較之用前数假定中所述半經驗方法所估計的填土压力为小。但是像在以前曾指出的，只有填土材料的物理性質指标能够可靠地知道，只有采取了一定措施使填土內孔隙水压力可以永久地略而不計，那么，根据理論来設計挡土牆才是合适的。除非挡土牆的高度或长度較一般的挡土牆为大，否則滿足这些要求所需成本便会較之抵銷設計中应用理論土压力的利益还要多。但是，對於較長或較高的挡土牆，則比較經濟的是研究填土的性質、采取适当方法以保証这些性質不变、消除大量孔隙水压力发生的可能性、並設計挡土牆仅抵抗土压力的理論值。

理論土压力計算中所用到的土壤物理性質 是么重、內摩擦角和凝聚强度。除非用室內試驗方法對於击实至現場堆积后或压实后一样的么重的代表性填土材料的土样測定这些物理性質指标，否則細致的理論計算是不合适的。求得所需資料的步驟將於下列三段

內綜述。

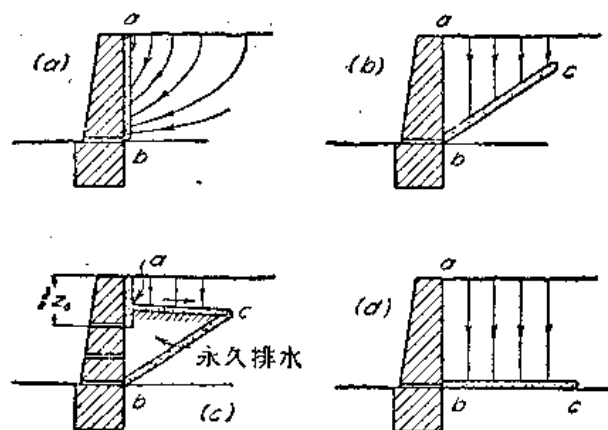
在确定第12表中的第1至3类土壤的土重时必须首先称出饱和土样的重量，然后在經由土样容器底部排水孔重力排水約30分鐘后再称它的重量。土样高度必須約4吋。粘土必須在填筑时的含水量状态下称它的重量。

在确定第12表中的第1至3类极透水土壤的內摩擦角时，因为这些土料在現場上的孔隙比可以在施工期間調整它自己来适应应力的变化，故可以用慢剪法来測定它們的內摩擦角。凝聚强度应略而不計。牆壁摩擦系数可假定 $\tan\delta$ 等於 $\tan\varphi$ 的三分之二。如果填土受到車輛的振動，或者它支承着不同强度的很大的表面荷重，例如貯藏倉庫的地板上的荷重，則 $\tan\varphi$ 和 $\tan\delta$ 兩值必須減少20%。如果挡土牆的沉陷有可能較填土大，則牆壁摩擦力必須假定向上作用在牆背上。

第12表中的第4和第5两类的粘性土壤的內摩擦角应認為是等於零。凝聚强度 c 約等於牆后堆积填土材料的无側限抗压强度 q_u 的一半。粘性填土和牆背之間的附着力应略而不計，並取 δ 值等於零。車輛振動的作用不必考虑。除非填土內水分可以完全地永久地排除，否則不應該用硬粘土作为填土材料；但是这种情况是難於達到的。

在暴雨时，雨水渗入填土流向牆背，見第139a图。渗水所施的渗透压力（見第39节），在它繼續渗透期間，增加了第12表內的中等透水性的第2和第3两类填土材料的土压力。采用傾斜的排水层可以防止这种情况的产生，見第139b图。这种排水层具有排水和防止冰冻作用的双重功效。而且，这种中等透水性的填土材料的表面必須复盖一层透水性小的击实土壤，見第137a图。

粘土填料会从牆背后裂开至深度約 z_0 ，見(26.4)式。为了防止暴雨时水分在裂縫中积聚，必須在牆身和填土之間填放一层排水层直至牆頂以下深度 $1.5z_0$ 处。由於粘土填料的最上层会裂开，而且由於时乾时濕，可使它变成十分透水，故垂直排水层必須用坡度緩和的頂部滤层和傾斜排水层相連接，見第139c图。这种倒滤层收集渗透顶层粘土的水分。頂部倒滤层和傾斜排水层之間的楔形粘土土体的物理性質可以希望在全年內保持不变。



第139图 擋土牆后填土的排水措施

- (a)垂直排水层；(b)无凝聚性填土的傾斜排水层；
(c)凝聚性填土的水平排水层和傾斜排水层相接；
(d)加速凝聚性填土固結的底部排水层。

渗透建筑的填土水量是很小的，所以它不会有排水层被土粒填塞的危險。故排水层土料的粒配不需要滿足倒滤层的要求，見第11节。

无移动的挡土牆上的土压力 在固定位置上的刚性挡土牆，例如U形桥墩的胸部或深层地下室的側牆，它們並不受主动土压力作用，而是受靜止土压力作用。靜止土压力是大于主动土压力。它不仅取决于填土的物理性質，而且也在很大程度上取决于填土的堆筑方法。故刚性挡土牆上土压力的大小祇能根据經驗来估計。但是至今关于这一問題的經驗資料还很少。低矮的刚性挡土牆上疏松填土的土压力似小于同一填土而在夯实状态的土压力^{46.2}。在德国西北部U形桥墩处的压力盒測驗結果指出，夯实的中砂填土的土

压力約等于在任何深度处的庫倫值增加一个約为0.13吨/平方呎的常数^{16.3}。

擋土牆的基础

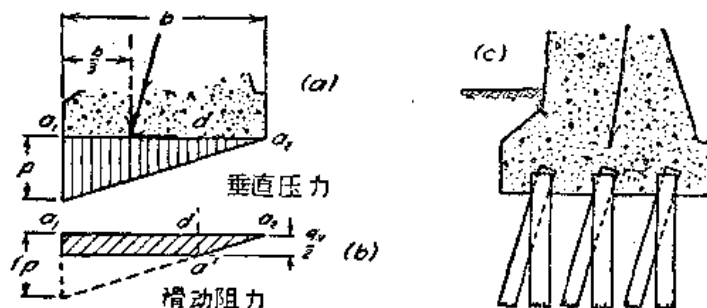
引論 經驗指出，大部分擋土牆的損毀是由于不适当的基础所引起。由于对拟建擋土牆底面下的土壤类型沒有一些資料便不可能設計一个适当的基础，故地基土壤必須至少要用簡單方法来研究。任何擋土牆底面以下土壤鉆探的最低要求，是用柱孔取土器或其它方便的鉆探工具在牆身底面下鉆至和牆高一样的深度。如果在較小深度內遇見堅固土层，而且依据当地經驗或已有的地質資料証实軟土层不会在較深处存在，則鉆至堅固土层內約2呎即可停止。另一方面，如果軟土层深度大于牆高，則鉆孔必須深入到所遇軟土层的底部，或者直至土壤的堅硬度有显著增加之处为止。設計人員还必須知道冰冻作用所及的深度和土壤受季节性的体积变化而致破裂的深度，这样他就可以确定擋土牆基础的底面使它在这两个深度以下(見第53节)。如果不能預先取得資料，則擋土牆基础的尺寸不应繪在平面图上，並給予負責該工程的工程師以簡單的指示，在所需資料取得后，再选择基础的尺寸。

擋土牆的基础必須至少滿足两个条件：滑动安全因数必須合适；擋土牆基础的牆趾下土壤压力必須等于或小于許可的土壤压力(見第54节)。为了防止过大的傾斜，必須使作用于擋土牆基础底面上各力的合力交于基础底面的中間1/3长度內，这在实用上是十分合适的。而且，如果地基是可壓縮的土壤，則还須滿足另一要求，就是擋土牆基础的不均匀沉陷量不可过大。故不仅合力要落在基础底面的中間1/3长度內，而且各擋土牆基础对于滑动、最大土壤压力和沉陷是否合适，也必須加以研究。

滑动的安全因数 擋土牆在它的基础底面上的滑动是由土壤和基础底面之間的摩擦力以及基础外面和土壤接触的被动土压力所抵抗。通常滑动的安全因数至少需要1.5。

基础底面和像淨砂或粉質砂的十分透水土壤之間的摩擦力是等于基础底面上总垂直压力和土壤与基础底面之間的摩擦系数 f 之乘积。不含粉沙或粘土的粗粒土壤的 f 值可取0.55；含有粉沙的粗粒土壤 $f=0.45$ 。

如果擋土牆位于粉沙或粘土上，則需要特別注意。在基础灌注洋灰之前，整个混凝土复盖地区上必須除去厚約4吋的土壤，並即換以厚4吋的夯击良好的尖粒砂土或砂礫。砂和它下面土壤之間的摩擦系数可假定是 $f=0.35$ 。但是如果它下面的土壤的无側限抗压强度 q_u 小于基础底面任何部分下面的摩擦力的两倍，則基础底面下某一距离处土壤将发生剪力滑动。如果垂直压力从牆趾的零值增至牆趾的 p 。見第140a图，則 a_2 和 d 之間沿着砂层和它的下面土壤的接触面将发生剪損，而在 d 和 a_1 之間則土壤本身将发生剪損。如果基础底面上的压力是每单位面积平均值 p ，則基础底面每单位



第140图 (a)合力作用于基础底面的外面 $\frac{1}{3}$ 点时，擋土牆底面上接触压力的近似分佈，(b)基础底面下土壤的无側限抗压强度小于底面和它下面土壤之間的摩擦力的兩倍时滑动阻力的图形，(c)由豎樁和斜樁支承的擋土牆的基础底面。

面积上的滑动阻力是等于 fp 和 $\frac{q_u}{2}$ 两值的较小值。

抵抗基础底面滑动的第二个力量是在挡土牆土下部分的前面的土壤的被动土压力。在含水量和温度有季节性变化的区域内，被动土压力是一种比较不可靠的阻力。土壤内存在根孔可使土壤压缩，以致被动土压力不能起作用，直至挡土牆前进了一个相当距离后才起作用。如果地基土壤内含有粉沙，而且地下水水位接近于地面，则冬季时在土壤上部可形成冰层（见第21节）。当冰层随后融化时，土壤便变软，以致被动土压力可略而不计。由于存在这些可能性，故除非当地情况可以可靠地求得被动土压力的最低值，否则被动土压力不应考虑。

如果不修建十分重的基础的滑动安全因数便不能提高到 1.5，则比较经济的是把挡土牆放于樁基上，见第140c图。樁基中的豎樁承载着垂直力，而和豎樁成一角度的斜樁则承载着水平力。由于豎樁的打樁費用較便宜，故在挡土牆基础下打斜樁並不普遍采用。但是由于软土地基的豎樁上部对于阻止水平位移的阻力极小，故如沒有斜樁，则挡土牆会逐渐向外移动。有些由樁基支承但无斜樁的桥墩曾在一定时间内向前移动，直至拉力杆由于轴向压力而开始弯曲才停止^{16.4}。如果填土重量約超过地基土壤的载重能力的一半，则虽然基础内有足够的斜樁以抵抗填土压力，但挡土牆或墩台的逐渐移动必然很大。在这些情况下，必須以較輕的土料来代替填土的普通土料，或甚至要改变整个计划的佈置，以避免填土。例如填土可堆放成斜坡的空心桥墩較优于实体桥墩，然后就在墩台后面的公路，就修筑在一建筑物上而不是在填土上。

许可土壤压力和沉降量 如果作用于牆身的各力的合力交于挡土牆的基础底面在外边的 $1/3$ 点处，则基础底面上的接触压力約自牆趾处的零值增加至牆趾处为平均压力的二倍。故进行填土时，常使挡土牆向外傾斜。如果挡土牆位于像紧砂或密实的砂和粘土混合物的坚硬土壤上，且牆趾下的压力不超过該土壤的許可压力，则挡土牆的傾斜是极微的（见第54节）。另一方面，如果挡土牆位于像软粘土的极可压缩的土壤上，则它的傾斜可以很大。牆趾下粘土的逐渐固結，可使傾斜在許多年內都在增加。所增加的傾斜使牆的重心向前移动，而且牆趾下土压力繼續增加，直至最后挡土牆因傾倒而損毀，所以如果挡土牆位于极可压缩的土壤上，则基础的設計必須使合力的作用点接近于基础底面的中心点。

如果以挡土牆作为桥墩，则它的傾斜使两桥墩之間的跨度改变。有些桥樑的跨度是減少了，直至上层建筑物作为跨度的支撑物为止^{16.4}，而其它的桥樑則間距增加了，並有超过上层建筑物的跨度的危險。仅有在填土的地基土壤内含有很厚的可压缩土层（如泥炭或軟粘土），才可能发生第二种的移动。在填土的重量作用下，土层压缩了，而且填土以下地区发生沉陷。由于桥墩是位于荷重区域的边缘，故它的基础底面也就傾斜，而且挡土牆倒向填土。由于这种原因而产生的向后傾斜可能远較由于填土压力而产生的向前傾斜为大。

上述情形指出，挡土牆的基础較之普通房屋的基础更需要細心注意。基础設計的一般原理将在第53、54和56节討論。

現場观测

只有取得关于用习惯方法堆筑填土的普通挡土牆的实际情况和关于消除击实填土内

孔隙水压力的排水措施的效果的資料，才可以期望挡土牆的設計和施工有进一步改善。因此，必須进行現場观测以取得这两类資料。

沒有一个經驗法則能較之依据現場观测的法則更为可靠。但是，作为估計填土压力的現有經驗法則所依据观测資料仍不充足。挡土牆实际状态的記錄大部分是填土材料的含糊說明，而且关于位移的資料一般只限于找寻原因的每个观测人員所能看到的事实。故用半經驗法則为依据的估計填土压力的这一重要學問，仍有許多方面需要改进。祇有对現場挡土牆进行多年观测，而且刊印和分析这些观测結果，才能在这方面得到进展。

为了改进基礎設計在半經驗方法，現場观测記錄必須包括下列各項：填土所用土壤的充分說明、填土的施工方法、排水措施、填土堆筑的年代、平均年雨量和冰冻深度。这种資料必須附有挡土牆的横断面图和充分說明基础情况的地基土壤剖面图。填土土样可用柱孔取土器取得，填土材料的說明必須包括第5表所列的适当的鑑定試驗的全部結果。挡土牆的观测必須包括傾斜和牆頂水平位移的測驗。这些測驗每年至少4次，每次在每季之末进行。

挡土牆由于冰冻作用而产生的位移事实上是一种尚未完全了解的现象。但是在若干年内进行傾斜或位移的定期測驗，可以确定所观察到的位移是否由于冰冻作用而产生。如果認為是冰冻作用的影响，則冰冻区内冰的结构必須在春天融冰之前沿牆后挖槽进行观测研究。

对于用土压力理論所設計的大型挡土牆的观测記載，也必須包括施工前全部土壤試驗的結果和填土内若干合适地点的孔隙水压力的定期測驗結果。牆背上土压力的測驗是需要的，但是並不是主要的。

只有取得牆頂不能移动的刚性挡土牆現場土压力的許多資料，这种擋土牆的設計才能得到滿意的依据。少量的現有資料是用压力盒取得的，这种压力盒的面积較牆背面积为小，因此所得結果較不規則。使用在十分大的面积上測量平均压力的設備，可以取得較可靠的資料。

結論

对于挡土牆的設計問題，适当的排水措施的规划和基础情况的細心研究較之土压力的正确求得更为重要。填土压力可以依据半經驗法則或用土压力理論来估計。第一种方法像第56节的应用承樁公式求得基樁上的安全載重量一样，具有同样的缺点。有些挡土牆根据这种方法来設計是很安全的，另外一些挡土牆是恰好穩定，有时个别挡土牆則損毀。但是在一般工程中，第一种方法較便宜而可用。第二种方法必須使填土和排水工程的建筑严格地符合于理論上所需要的条件。除非挡土牆是个別工程的重要部分或者牆高超过20呎，否則这种方法所需用的時間和勞動力並不合算。

如果不在現場上进行挡土牆上的观测，以确定填土情况的季节性变化和这种变化对于挡土牆的作用，則挡土牆的設計和施工便不能得到进一步的进展。

参考文献

本节中各种半經驗方法的实例可参考下列文献：

(a) Trautwine, Design on basis of ratio of base width to height, *Civil Engineer's Reference Book*, twenty-first edition, Ithaca, 1937, pp. 603-606.

(b) Turneure and Maurer, Design by equivalent fluid method, *Principles of Reinforced Concrete*

Construction, second edition, New York, 1913, pp. 370-373.

(c) Design by theory, using fictitious values of ϕ . *Manual of the American Railway Engineering Association*, Chicago, 1946, pp. 8-82-8-86. 采用的 ϕ 值过大。

載有有用資料的其它参考文献如下:

46.1. J. V. McNary, Earth Pressure against Abutment Walls Measured with Soil Pressure Cells, *Public Roads*, Vol. 6 (1925), pp. 102-106. 本文載有兩座擋土牆的觀測結果。

46.2. K. Terzaghi, Large Retaining-Wall Tests, *Eng. News-Record*, Vol. 112 (1934), pp. 136-140, 259-262, 316-318, 403-406, 503-508. 大比例尺試驗指出擋土牆移動對於土壓力強度和分布的影響。

46.3. P. Müller, Measurements of the Earth Pressure Exerted by Mechanically Consolidated Backfills of Abutments (in German), *Bautechnik*, Vol. 17 (1939), pp. 195-203. 觀測結果指出作用於 U 形橋墩的胸部的土壓力遠較庫倫值為大。

46.4. K. Terzaghi, The Mechanics of Shear Failures on Clay Slopes and the Creep of Retaining Walls, *Public Roads*, Vol. 10 (1929), pp. 177-192.

46.5. Benjamin Baker, The Actual Lateral Pressure of Earthwork, *Min. Proc. Inst. Civil Engrs.*, Vol. 65 (1881), pp. 140-186, discussions pp. 187-241. 本文載有擋土牆損毀的原因和類型的圖解說明。理論討論和建議的設計方法已經過時。

46.6. K. Terzaghi, Retaining-Walls Design for Fifteen-Mile Falls Dam, *Eng. News-Record*, Vol. 112 (1934), pp. 632-636. 高 170 呎的重力擋土牆的設計。

46.7. Use of Portable Cribbing in Place of Rigid Retaining Walls and the Utility of the Different Kinds of Cribbing, Committee Report, *Proc. Am. Roy. Eng. Assoc.*, Vol. 34 (1933), pp. 139-148. 管理經驗文摘。

第47节 开挖前的排水

引論

在許多工程上,例如地下公用工程的裝置、房屋的深層地下室的施工和奠基的清理,必須開挖土壤至地下水水位以下某一標高處,流入挖方內的水流必須排除或減少至無關重要的數量。為了控制流入的水流,必須在出土時或最好在開挖前設置排水系統。挖方四邊必須有合適的坡度,以維持它們的穩定性,或做成直立坡並用某些式樣的側支撐來支撐,見第48節。

在一定大小的並挖至地下水水位以下一定深度的挖方中,必須排除的水量和四周土壤排水所需的時間是取決於土壤的滲透性和壓縮性。對於一般的工程,排水措施的規劃並不需要土壤滲透性的精確資料。故這些工程除了要從探驗鉆孔採取管式土樣做慣常試驗而外(第5表),不需要進行其它的土壤探驗工作。對於大型工程,一般要進行抽水試驗。對於各種工程,不論它的大小怎樣,都需要細心考慮排水的方法和抽水地點的位置。

排水方法

為了用費最少而得到滿意的結果,排水方法必須適合於開挖地點四周土壤的平均滲透性和對於地下水水位而言的挖方深度在小工程上還要和開挖地點最易取得的工具種類相適應。除風積土可能例外而外,大部天然沉積土的滲透性處處都有很大不同。第14表上載有最普通種類的個別代表性沉積土的滲透系數 k 值的變化範圍。

第14表

一般天然土层的渗透系数

土 层	渗透系数 k (公分/秒)
河道沉积土	
克尼才脱的路恩河	达0.40
东河尔卑斯山的小河流	0.02至0.16
密苏里河	0.02至0.20
密西西比河	0.02至0.12
冰河沉积土	
内堆石平原	0.05至2.00
马萨诸塞州, 西场, 厄斯寇	0.01至0.13
马萨诸塞州, 芝加哥三角洲	0.001至0.015
漂砾粘土	小于0.0001
风成沉积土	
砂丘的砂	0.1至0.3
黄土	0.001土
黄土质壤土	0.0001土
湖中和海中的离岸沉积土	
极细的均匀砂土, $U=5$ 至 2	0.0001至0.0064
纽约第六条马路, 流沙, $V=5$ 至 2	0.0001至0.0050
布鲁克萊流沙, $U=5$	0.00001至0.0001
粘土	小于0.0000001

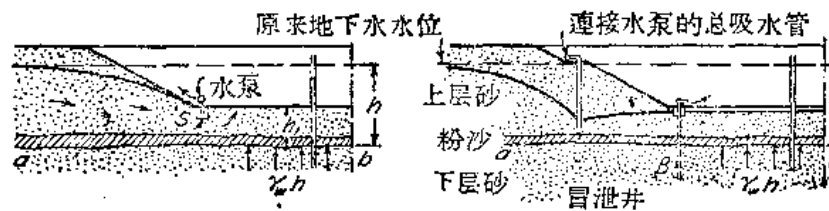
依据渗透系数, 土壤可分为5类, 见第15表。高渗透性的土壤是很少遇到的, 它们在地内常和透水性小的土壤交迭成层。实际上不透水的土壤是很普通的, 例如粘土。

第15表

依据渗透系数的土壤分类

渗透程度	k 值 (公分/秒)
高	大于 10^{-1}
中等	10^{-1} 至 10^{-3}
低	10^{-3} 至 10^{-5}
极低	10^{-5} 至 10^{-7}
实际上不透水	小于 10^{-7}

直至上世紀末, 敞口挖方的排水一般是把渗入挖方的水引至浅坑或木板支撑的井筒, 并把渗水从坑中抽出, 这些浅坑或井筒叫做集水坑。在小工程上仍然采用这种集水坑排水方法。这种方法的原理见第141图左侧, 图上所示为四边有斜坡的宽濶挖方的垂直断面。大部分水从坡趾渗出。水经由排水沟引入一个或几个集水坑 S 。每一集水坑装有水泵, 把水抽吸昇入流出管。



第141图 从集水坑(左)和点井(右)内抽水时地下水水位的位置 (除非装置冒泄井B, 否则虽进行抽水, 土壤情况也会因隆升而损毁)

从集水坑抽水的方法有若干缺点。首先, 它使土壤的较下部分软化和脱坡, 因为这部分的渗透流速和由此而引起的渗透压力最大, 见第39和40两节。第二, 由于各种自然土层都是比较不均匀, 渗出的水成为泉水的型式。如果土壤含有细砂或粗粉沙的夹层, 则流出的泉水并非清水, 而是水和土的混合物。在挖方底部的这种泉水叫做沸涌。开始时是沸涌, 地下冲蚀可能向后退展, 并形成管道。这些管道顶部的崩溃, 可使挖方四周的地面下陷、土坡坍塌、或侧支撑损毁, 见第59和61两节^{47.1}。

在挖方四周打下一排板桩至斜坡以下若干距离处, 可以减少沸涌形成的可能性。板

樁可截住板樁下端以上所有土層的滲水，並可減少流向挖方底部水位上升的水力坡降。但是如果土壤情況不好，則縱使用板樁也不能防止湧湧形成後所引起的各種不良後果。在小工程上，例如在積水的細粒土壤內開挖有木撐的淺坑，曾嘗試圖在挖方內土壤有可能和水一同上升的地点拋礫石來防止湧湧的形成，但是這種方法很慢而且有危險。在大工程上，例如地基的開挖，就完全不能用這種方法。

作用在挖方底面以下的較不透水的連續土層（例如第141圖的 ab ）底面上的靜水壓力，也可能引起偶然事故或嚴重的誤事。流向挖方的滲水僅降低 ab 以上水體的測壓管水面標高，而 ab 以下則仍保持不變。如果測壓管裝置在 ab 以下某一點，則這管內水面升至原來地下水水位的標高。如果

$h = ab$ 和原來地下水水位之間的垂直距離，

$h_1 = ab$ 和挖方底面之間的垂直距離，

γ_w = 水的容重，

γ = 土壤的容重（包括土粒和水）。

則由於 ab 以上的土壤重量， ab 上的壓力是 γh_1 ；向上的靜水壓力是 $\gamma_w h$ 。如果 $\gamma_w h$ 大於 γh_1 ，並且如果 ab 十分水平，則挖方底面全部上升。這種現象叫做隆昇。另一方面，如果 ab 很不平整，則僅在最小 h_1 處的地面隆昇。這種局部隆昇，有時叫做湧沙。

排水方法的历史

在1870年和1890年之間，英德兩國曾初次試用危險較少的方法，以代替從淺坑抽水的方法。就是用直徑3或4呎的倒濾井代替淺的集水坑。到了這世紀末，人們認識到如果把各井之間的距離縮短，則這個新方法的效率可以改進。由於這個事實，就產生了從一排倒濾井抽水的排水方法。歐美各國曾就不同的方向發展了這些方法。

在歐洲常是在每一井內裝設直徑8吋的套管，從套管內經過6吋吸水管抽水。各井的間距是20至40呎。這種方法就是西門子法，因為它是柏林西門子工程聯合會所創立的。為了計算某一工程上各井必須鑽入的深度和估計地基土壤為某一平均滲透系數時的抽水量，曾經建立了許多理論^{47, 48}。

直至約1920年介紹了點井法時，倒濾井的應用在美國才引起了特別注意。西門子法是从相距數十呎的大直徑井內抽水，但是點井法和西門子法相反，它是从相距3至6呎的直徑約2吋的井內抽水。

西門子法和點井法的各井上端都和水平的總吸水管相接，總吸水管和水泵聯接。總吸水管一般設置在接近於原來地下水水位的戲台上。由於水在吸水管內所能升起的高度有限，故不能使地下水水位降低到原來位置以下約大於20呎。故如該工程需要使土壤排水至深度16或18呎以上，則地下水水位必須用分級法來降低，或用深井水泵從井內抽水，這種水泵可以從井口以下任何深度抽水。

在點井內抽水的排水方法普遍採用後不久，曾發現除非土壤最少是中等滲透性，否則這種方法是失效的。當有效粒徑 D_{10} 減小到約0.1公厘以下時，挖方地區所需要的排水時間便迅速增加，如果 D_{10} 小於0.05公厘，則從點井內抽水並不能達到它的目的。為了防止有效粒徑小於0.05公厘的無凝聚性土壤的挖方底面上升，曾經創造了幾個不同的方法。

自1930年起，德國曾試用兩種不同的化學藥品連續灌射的方法使挖方底面以下土壤

固体化，这些化学藥品可在土壤孔隙內发生反应，形成不能溶解的胶質。这种方法叫做乔斯頓法，但是費用很大；而且如果土壤中有低渗透性的土层，則这方法常失效。因此，它在挖方中的实用价值很少。在美国曾观测到像粗粉沙的細粒土壤可以由点井的上昇管的保持真空而使土壤固結。这种观测引起了1925和1930年間所发展的真空法，最后，約在1934年，曾試用电流渗透法使細粒土壤固結。

以下数段将簡要討論各种主要的排水方法和它們适用的条件。排水对于邻近資財的影响在第61节中討論。

西門子法

井的套管的直徑通常是8吋。从套管下端以上的长度15或30呎內，它們有許多孔眼，外繞銅絲網用以濾水。如果銅絲網的孔寬在四周土壤的粒徑 D_{60} 和 D_{10} 之間（見第5节的定义），則可得最好的結果。各井的間距从极透水土壤的40呎至可以有效排水的最小透水性土壤的20呎。

点井法

点井是下端有孔眼的2吋或2.5吋管，通常长40吋，它有井壁套管和吸水管的双重作用。孔眼用銅絲網复盖。点井隨水貫注入地內，間距在3至6呎之間^{17.3}。

如果一組点井位于較低渗透性的連續土层以下，則这土层以上的土壤仍未排水。为了避免这种情况，並改进低透水性土壤內的点井效率，通常采用下列方法。当一根点井隨水貫注入地內之后，貫注水的压力增加，上昇管四周的土壤被冲走，並形成圓柱形的孔。这方法进行时，原来在冲空地区的土壤內全部細土粒被冲出地面，但是留下和积聚在孔的較下部分的較粗土粒形成了圓柱形的倒滤层。如果冲洗的水不能产生冲刷作用，則用机械方法鑽孔，並刮砂入孔內，筑成倒滤层。

如果窄狭挖方的深度远小于点井所能降低地下水水位的深度，則从挖方的一側的单排点井內抽水常可达到排水的目的。否則就需要在挖方的两边各有一排点井。除非土壤含有极透水的土层，否則抽水費用常較点井的运输費用和安装費用为少。如果从探驗鑽孔知道有特別透水的土层存在，則必須进行抽水試驗，以便估計所需的水泵容量。在所有其它情况中，依据經驗法則来选择抽水設備是合适的。通常每500或600呎长度的一排点井安装一座6吋水泵。如果需要使水昇至总吸水管标高以上的高度並不过大，則一座20匹馬力的馬达就够用。排水所需時間約2至6天^{17.4}。

多級排水和深井排水

第142图是在原来地下水水位以下深度50呎的敞口挖方的断面。利用最高一組点井 a ，仅能使地下水水位降低至 b 点的标高， b 点的深度在 a 以下小于20呎。为了开挖至較低标高，必須在 b 点标高以上数呎处安装第二組点井，並和总吸水管联接，如是繼續安装。这种佈置叫做多級排水。深度每約15呎需要一組点井，沿坡趾处需要再加一組点井。

不管級数多少，已排水的傾斜土层的平均厚度約不能大于15呎，見第142a图。这土层以下的土壤是受滲漏水的渗透压力作用。如果挖方深度数倍于15呎，則和土坡附近土体的厚度比較，已排水土层祇是很淺的。这土体内渗透压力可危及土坡的稳定性。为了避免这种危險，在滲流进入土坡以下地区之前，必須加以拦阻。从斜坡外緣附近的一組深井 f 中抽水可以达到这个目的，見第142b图。这些井的直徑必須足够大，以便在套管內安装深井水泵。采用装于垂直軸上的电动多級离心水泵，可以得到最大效率。为了防止

坡趾的脫坡，在各井之間滲流的少量水量，可用一組点井 g 来排除。

如果土壤剖面极均匀，則必須根据流向挖方的水流理論研究来决定各深井之間的間距。因为深井水泵的費用很大，所以这种研究是經濟合算的。深井抽水的成效主要取决于防止細土粒充塞倒濾层的方法的效果。

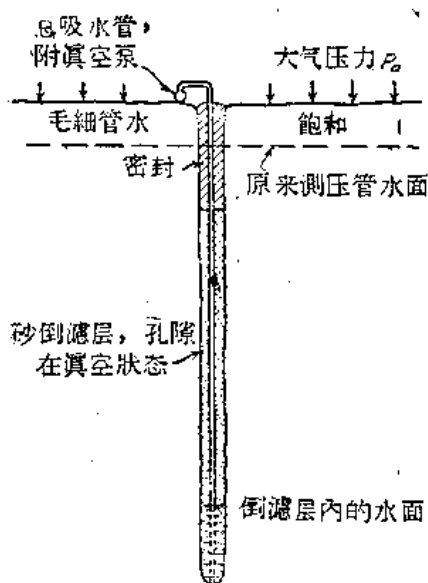
冒洩井

由于从点井或倒濾井抽水可使地下水水位降低到土坡或地面以下的任何标高，故塌陷的危險可以免除。这是它胜于集水坑抽水法的主要优点。但是如前所述，如果点井或倒濾井的下端在較不透水土层以上，見第141图 ab ，則虽然从点井內抽水可达到排水的目的，但可能发生隆昇或湧沙。为了防止这种偶然事件，必須安装出水管，以便排出不透水土层以下的水。这些出水管叫做冒洩井。修建冒洩井的最简单方法是把点井隨水貫注入地內，使上昇管四周冲成环形空間，並用粗砂填塞这个空間。

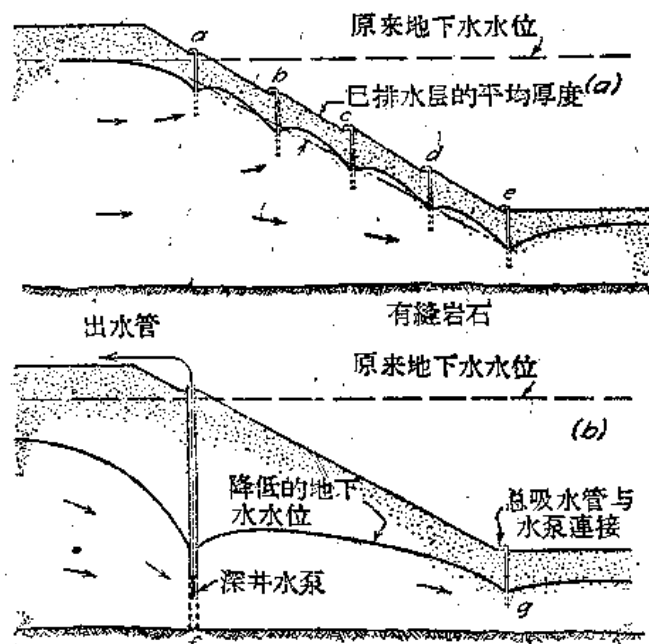
大部分土壤的飽和土重 γ 是大致等于水的土重 γ_w 的两倍。故除非第141图的 h 大于 $2h_1$ ，否則隆昇或湧沙的条件

$$\gamma h_1 \geq \gamma_w h$$

不能滿足。但是 在一些土层中，測压管内水面从深层积水层上昇的标高大于从地面附近上昇的标高。这叫做自流水情况。如果存在这一情况，則縱使 h 远較 $2h_1$ 为小，也可以发生隆昇或湧沙。



第143图 真空排水法的原理



第142图 深挖方的排水法：(a)多级点井和(b)深井水泵

为了发现自流水情况的存在，探驗鑽孔必須至少鑽至地面以下深度 h ，最好是 $1.5h$ 。当采取管式土样时，必須使水能在套管内上昇，直至它的水面靜止为止，並必須确定水面的标高。

真空法

如果土壤的平均有效粒徑 D_{10} 約小于0.05公厘，則由于土壤孔隙內的水分被毛細管力吸住，故前数段所述的重力排水方法便不能产生預期的結果。但是极細粒土壤至少可以由点井四周的倒濾层保持真空以逐步地达到它的稳定，見第143图。在真空产生以前，細粒土层的頂面和倒濾层四周的土壤，都受到每平方呎約1噸的大气压力 p_0 。真空产生后，倒濾层四周土壤上的压力几等于零，而細粒

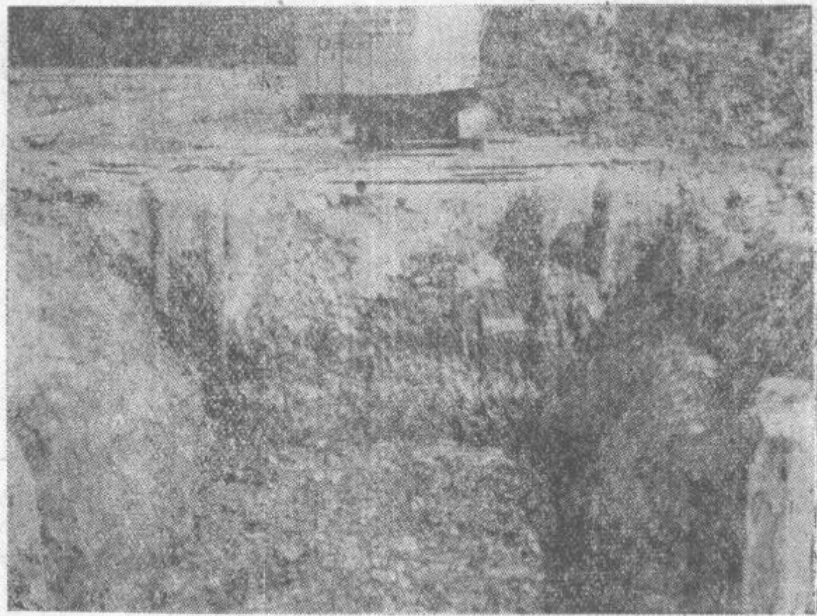
土层面上的压力仍等于 p_a 。因此水逐渐从土壤内挤出，並进入已经真空的倒滤层，直至一排点井附近的土壤内的有效压力增加了一个大气压力为止。与此同时，土壤的抗剪强度增加了一数值等于 $p_a \tan \phi$ ，式中 ϕ 是土壤内摩擦角。这种过程和粘土由于乾燥而变硬一样，見第21节。

修建可以真空的倒滤层是用如下的方法。点井随水贯注入地内之后，射水的压力在增加，直至冲刷出一个直径10至12吋的孔为止。当水仍流动时，刮砂入孔，直至砂土頂面达到細粒土层表面以下数呎的标高处为止。然后断絕水流，並在孔的其餘部分填充粘土或粉沙，以作为密封物，見第143图。

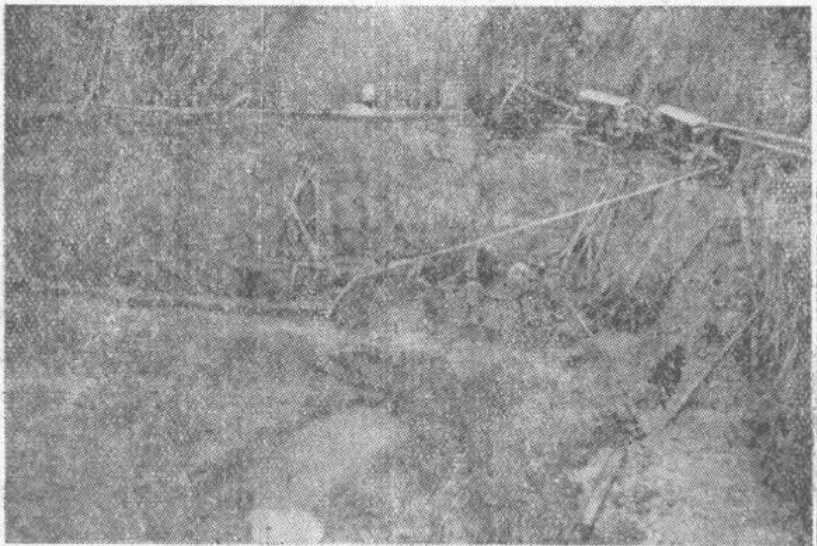
用这种方法可能求得的结果見第144图，图示平均有效粒徑小于0.01公厘的有机粉沙内的敞口挖方。这种土壤的95%是通过200号篩(0.07公厘)。挖方底面約在原来地下水水位以下16呎。抽水以前，粉沙很軟，照片上可看到的起重机必須在笨重木料的軌道上移动。抽水两星期后，土壤就变硬，挖方两侧不需要側支撑。开挖工具的明显标记說明抽水时土壤所得到的很大的凝聚强度。

第145图是俄勒岡州鮑尼維利填基粉沙用真空法固結后的敞口挖方。

粉沙的有效粒徑約为0.015公厘，均匀系数約为3。这种土壤的95%也是通过200号篩。采用真空法时，点井的間距通常是3呎，抽水設備是和中等透水性土壤排水时所用的相同。每一排点井的长度500呎內用一座6吋水泵。而且，另在总吸水管上附有一座或两座真空泵，整个抽水設備用一座20匹馬力的馬达就足够。由于土壤的低透水性，水泵仅于短时期內抽水，真空泵是連續操作的。这种方法的成效在很大程度上取决于真空泵的質量和操作人員的技巧和



第144图 新泽西州卡姆迪市，軟的有机粉沙用真空法固結后的敞口挖方



第145图 俄勒岡州鮑尼維利填基軟粉沙用真空法固結后的敞口挖方

經驗。

土壤用真空法排水后，土壤顆粒受到和不平衡的大气压力相等的有效压力而互相吸紧，但孔隙中則充滿了水。故如土壤結構極松像真正流沙那样，則由于像打樁或爆炸的突然振动可以想像到会引起結構的破坏，因而发生突然液化，見第17节。但是这些偶然事件尚未引起普遍注意。

电流渗透排水法

第21节曾述及这种方法的原理。至今几个实际应用中，点井負极的間距約为30呎，正极放在两負极的中間，正极和負极的长度均約为21呎。

电流渗透法的經驗尚未能足够广泛来对它的实用条件和經濟条件作一般的叙述。这种方法最适用于粉沙和粉粘土的排水。如果剛在这些土料的挖方范围外安装点井，則渗水流入这些点井內，而不是向土坡和挖方底面渗漏。在某些情形中，这种效果可以单独防止脫坡和隆昇。

土壤排水所需的电能，在很大程度上取决于挖方的类型和大小、地下水的化学成分和保护挖方所需时间的长短。迄今采用这种方法来排水的一些大挖方，每立方碼开挖土料所需的能量約在0.4和1.0瓩小时之間；另一方面，像小挖方的情形，則消耗能量高达每立方碼10瓩小时。地下水所含物質(例如溶解盐类)对于每立方碼所需能量的影响尚未瞭解，但是这种物質的存在可以大大地使所需能量增加。

依据代表性土样的室內試驗結果来估計所需能量的可靠方法尚未求得。由于真空法是經濟的，而且排水費用可以可靠地預先估計，故这种方法对于粉沙質土壤的排水是較好的。故电流渗透法的合理应用范围似为真空法不能稳定的細粒土壤。但是，只有电流渗透法的发展脫离了实验阶段之后，才可以对这两种方法的相对功效求得最后的結論^{47,5}。

排水方法的綜述

向某一大小的挖方流动的渗水量和挖方时排水所用的最有效方法，主要取决于邻近土壤的平均渗透系数。对于小型工程，依据探驗鑽孔內所采取的管式土样的慣常試驗結果，可以充分精确地估計渗透系数。对于大型工程，最好是做抽水試驗。

为了决定是否需要冒洩井，必須使探驗鑽孔鑽至地层下的深度至少等于原来地下水水位和地层标高之間的垂直距离。在采取管式土样时，必須使水能够从套管內上昇，鉗探記錄中必須記載水面上昇的标高。

在高透水性(k 值大于0.1公分每秒)或中等透水性(k 值在 10^{-1} 和 10^{-3} 公分每秒之間)的极紧密的級配良好的土壤內的挖方，通常可以用敞口集水坑內抽水的方法来排水，而不致发生不恰當的危險。

在有利情况下，中等透水性的均匀土壤也可以用敞口集水坑內抽水的方法来排水，而不致发生危險。但是这种方法有可能在挖方底面上形成沸湧，同时引起地下冲刷和挖方周围地面的下陷。为了避免这种危險，中等透水性土壤的排水最好是从点井或倒滤井抽水。挖方前土壤的排水約需2至6天。

从一組倒滤井或点井抽水所能降低地下水水位的最大深度約为18呎，如果挖方底面在較大深度处則需要用多級抽水。兩組或兩組以上的总吸水管安装时的垂直間距必須为15呎。如果挖方深度超过50或60呎，則最好在大直徑井的套筒內用深井水泵，以排除开挖地址附近土壤內的水分。

低透水性(k 值在 10^{-3} 和 10^{-5} 公分每秒之間)的均匀土壤不能从集水坑或井內抽水来排水,用真空法最能成功地使这些土壤稳定。可以抽出的水量是很小的,但是如果保持抽水数星期,則土壤可變硬,以致挖方兩側可以深達15呎,坡角為 60° 至 70° ,而不致有損毀的危險。

滲透系數約為 10^{-5} 至 10^{-7} 公分每秒的細粉沙和均匀粉砂質土壤是軟的,即使在一般深度的挖方底面上它們也將隆昇。但是它們不能在合理費用下用任何現有方法来排水,故这种軟土壤中的挖方必須用疏浚法或壓縮空气法来进行。所幸很少遇見这种土壤。

除很少例外以外,滲透系數約小于 10^{-7} 公分每秒的土壤都是很粘的。它們不能用任何实用方法来排水,但是由于它們的抗剪强度通常是足夠維持一般深度的敞口挖方底面的穩定性,故很少需要排水。在这种土壤內进行开挖而挖方底面不致上昇的深度祇能用減小边坡的方法来增加,如果挖方四周是垂直的,則增加側支撐的組成部分的板樁的入土深度可以增加开挖的深度(見第48节)。

参考文献

- 47.1. R.L. Harris, A New Process for Dealing with Quicksand, *Eng. News*, Vol. 27 (1892), pp. 420-421. 罗德島柏羅維登斯市敞口挖方开挖时所引起的沸涌現象的詳細敘述。用真空法来防止挖方底面上土壤的上升。
- 47.2. W. Kyrieleis and W. Scharidt, *Ground water Lowering for Foundation Operations* (in German), second edition, Julius Springer, Berlin, 1930. 西門子排水方法的理論和實踐的詳細評價。
- 47.3. *Working in the Dry with the Moretrench Wellpoint System*, commercial publication, Moretrench Co., Rockaway, N.J.
- 47.4. E.A. Prentis and L. White, *Underpinning*, Columbia University Press, New York, 1931. 第60至61頁敘述敞口挖方四周的可滲透數值;第80至90頁載有敞口挖方的排水实例。
- 47.5. L. Casagrande, *The Application of Electro-osmosis to Practical Problems in Foundations and Earthworks. Report on the Present Position*, H.M. Stationery Office Publication, London, 1947.

第48节 敞口挖方中的側支撐

引論

敞口挖方可以永久保持敞口,例如公路或鉄路的挖方,或者它們仅是暫時敞口,而在它們達到挖方的要求后,再回填其它材料。永久挖方边坡的坡度通常不陡于1½比1,見第49节,否則它們要用挡土牆来支撐,見第46节。另一方面,暫時挖方的边坡則做成斜坡損毀危險不致发生时土壤情况所容許的坡度,見第144和145两图,或者它們做成直立边坡,彼此以支撐撐住。它們的选择要取决于彼此費用的比較和当地情况对于挖方寬度的限制。

本章討論直立边坡的暫時挖方的側支撐的設置。如果挖方底面位于地下水水位以下,則挖方附近土壤必須在开挖前或开挖时进行排水。故側支撐的設計通常可以不考慮地下水水位的位置。

側支撐工程的适当設計所依据的必需資料,主要取决于挖方的深度。故最好把深度約小于20呎的淺挖方和較大深度的深挖方加以区分。淺挖方(例如安裝污水总管或給水总管所进行的挖槽)的側支撐工程是多少帶有標準化的。在极不同的土壤情形下都可以安全地采用慣常的側支撐工程。由于这种側支撐工程的设计中的精細工作是不經濟的,因此仅需要在施工前进行一般的土壤查勘,但是不需要土压力的計算。另一方面,深挖

方(例如地道的挖方)的側支撐設計則必須考慮挖方的尺寸和邻近土壤的性質, 因为由这种方法所节省的費用远較取得設計資料所需的費用为大。为了取得土壤性質的适当資料, 除了标准探驗鑽孔外, 还需要筒式土样鑽孔或标准貫入試驗。

深挖方的側支撐設計过去常是依据土压力隨地面下深度成简单比例增加的假定, 就像靜水压力隨深度的增加一样。但是第32节中的理論和經驗都指出, 这种假定是很少合适的。故本节第二部分在深挖方的討論中将述及依据实际压力分佈的側支撐設計方法。

· 淺挖方的側支撐

在凝聚性土壤中, 直立边坡的挖方在理論上可以不用支撐挖至深度 H_c , 見 (24.8) 式。不同稠度的粘土的 H_c 值約如下:

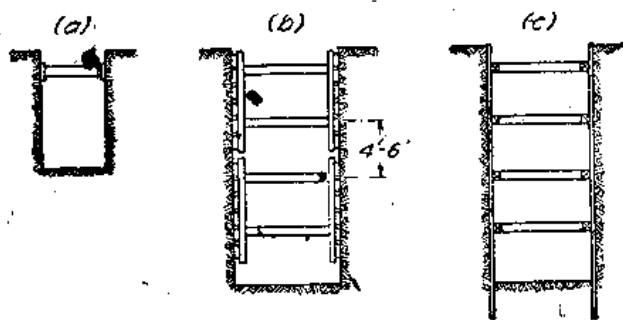
极軟	軟	中等
$H_c(\text{呎}) < 5$	5 ~ 10	10 ~ 18

硬粘土和极硬粘土是可能有节理或有裂縫的, 因此 H_c 值可能少到 10 呎。凝聚性砂土的 H_c 值是取决于砂土的凝聚程度; 通常它是在 10 和 15 呎之間, 但是它也可能很大。

事实上, 如果凝聚性土壤內开挖完全沒有支撐的直立边坡的挖方, 則开挖后数小时或数天挖方附近地面上可能发现拉力裂縫。这种裂縫的存在使临界高度大大减小(見第 31 节), 边坡迟早便要坍塌。为了防止这种事件, 窄狭挖方的上边必須彼此撐住, 見第 146a 图。水平支撐通常就是橫杆或橫撐。它們可由木料造成, 或由可伸展的金屬撐造成, 后者叫做槽撐。它們用尖楔或螺旋来頂紧, 並且頂住 3 吋的水平木板。橫撐的間距通常約为 8 呎, 除非挖方是在膨胀的硬粘土中, 否則橫撐所支承的負荷是很小的。

如果窄狭挖方的深度約超过 $\frac{1}{2}H_c$, 則常在开挖时插入橫撐。橫撐削成楔形尖端插入垂直的短方木, 后者叫做立柱; 这立柱頂住水平板, 这就是擋土板(見第 146b 图)。擋土板彼此通常不需靠紧; 如果这些板之間有空隙, 則它們組成了有縫擋土板。

另一种做法就是插入橫撐压紧水平方木, 这方木叫做橫樑, 这橫樑頂住垂直木板, 后者叫做板樁。如果土壤並沒有泡軟或坍塌的趨勢, 則为了有足够的工作空間, 高約 $\frac{1}{2}H_c$ 的挖方四側的最下部分並不需要支撐。如果土壤有泡軟或坍塌的趨勢, 則板樁必須打至挖方底部, 但是不需要用橫撐来固定板樁的位置。



第146图 敞口淺挖方的各种施工方法

(a) 单排橫撐; (b) 擋土板; (c) 板樁。

对于完全沒有凝聚性的砂或礫, 祇能采用垂直板樁。挖方每边常打下一排板樁, 且在进行开挖时插入橫樑和橫撐。一般每次打下板桩祇有几呎, 但是它們的下端經常維持在挖方底面以下若干呎, 見第 146c 图。

不論那种土壤, 支撐的尺寸都是比較标准化的。橫撐的水平間距約 8 呎, 垂直間距 4 至 6 呎。寬度达 5 呎的挖方可用金屬的槽撐。窄狭挖方的木橫撐通常是 4×6 吋。寬度 12 呎的挖方則尺寸約增至 8×8 吋。板樁或擋土板常是 6 至 10 吋寬的木板。这些尺寸的支撐可

以安全地使用于深約30呎的无凝聚性砂土和深度超过 $\frac{1}{2}H$ 約10呎的軟粘土。

深挖方的側支撐

支撐設計的一般注意點 深挖方四边的最普通支撐方法見第147圖。开挖敞口挖方时，随着开挖深度的增加插入橫撐。第32节曾指出用这种方法可使挖方每边的土壤向內移动。由于土壤应力状态因开挖而有显著改变之前就已插放最上一层的橫撐，故地面上的移动被限制到很小的数值。

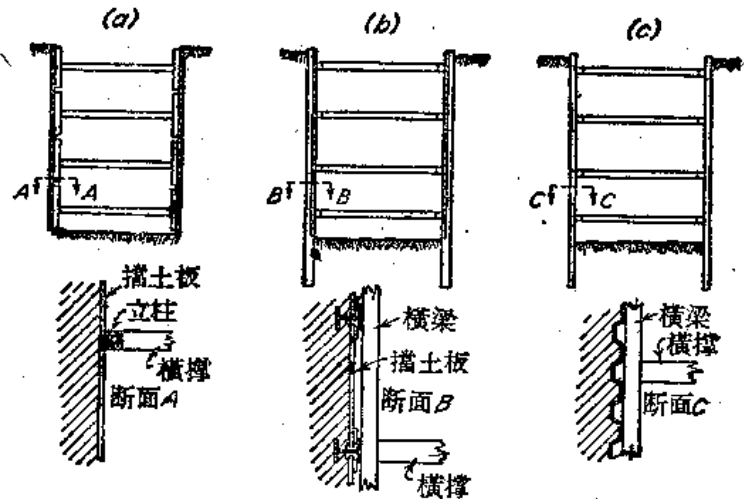
但是在插放較下标高处的橫撐之前的移动是隨挖方深度的增加而增加。依据第32节，这种移动引起了接近于拋物綫形的土压力分佈，且最大压力强度約在挖方的半高处，而表面水平的填土在挡土牆上所产生的側压力則隨地面下的深度成簡單正比例而增加，好像靜水压力一样。

挡土牆和挖方支撐之間的另一基本不同之点，就是这两种支撐的損毀方式不同。擋土牆是一个結構单元，它損毀时是整个地損毀。填土压力大小的局部不規則性並沒有多大关系。但是敞口挖方內任何橫撐可以单独地損毀。由于一根橫撐的損毀是表示它的邻近橫撐上荷重要增加，故可能引起整个支撐工程的逐步損毀。

最后必須注意，在直立面移动一定距离之前，直立面附近土壤的抗剪强度並未完全起作用(見第23节)。每一挡土牆都可以移动至这距离的数倍而不致損毀，但是橫撐可以在被支撐土壤的抗剪强度完全作用之前就因拗曲而損毀。

用室內試驗或其他間接方法来找出挖方的开挖方法和支撐方法是否真正使支撐有足够的移动而把总側土压力減少至主动土压力是不实际的。而且，支撐工程受到某一总压力时，各个橫撐所負荷的荷重极不相同，因为这些荷重是取决于一些偶然因素，例如尖楔打入的力量、邻近土壤的局部变化以及开挖和在某处插入橫撐所經過的时间。由于有这些因素，所以並沒有一个可靠的挖方支撐工程的設計方法，除非它的可靠性曾由挖方的現場測驗結果証实。到目前为止，这种測驗仅曾在紧砂、軟冰积粘土和中等硬度冰积粘土中的深挖方做过。

砂土中的深挖方 柏林地道施工时会进行橫撐荷重測驗，敞口挖方是在紧密的十分均匀的細砂中挖至深度38呎。开挖前和开挖时，用西門子法降低地下水水位至最后挖方底面以下的很大深度处，見第47节。故施工时挖方是在地下水水位以上，挖方的支撐方法見第147b图。橫撐以均匀間距沿着挖方长度排列在垂直面上，並且在10处这些垂直面上測量橫撐上的压力^{48.1}，四組側橫撐上的压力分佈見第148a图。其它各組所得曲綫是在图內所示曲綫的面积內。



第147圖 敞口深挖方的各种施工方法

(a)采用擋土板和立柱；(b)采用H樑、擋土板和立柱；

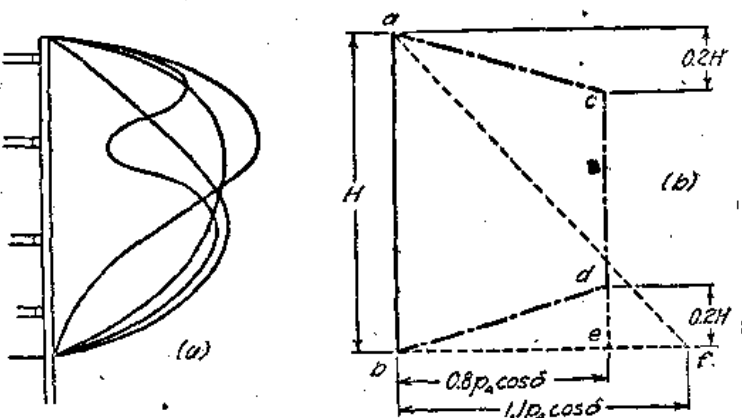
(c)采用板樁和立柱。

虽然这个敞口挖方的砂土十分均匀，但是曲线的形状指出压力分佈和统计上的平均值出入很大。这种出入的产生在某些程度上是由于土壤性质的局部不同，而在很大程度上是由于不同地点的具体施工方法不同。但是所有曲线都接近于抛物线形状，而且挖方底面至压力中心的距离是在 $0.53H$ 和 $0.60H$ 的较狭范围内。大部数值是在 $0.53H$ 和 $0.55H$ 之间。

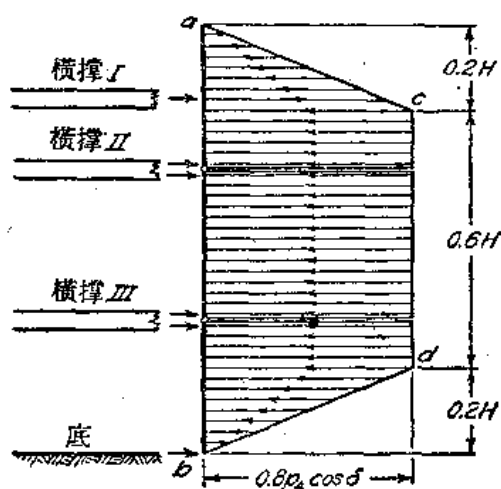
依据第32节，如果压力中心是在支撑的下面三分之一以上，则垂直支撑上的总土压力较库伦值稍大。如果支撑底至总压力的作用点

之间的距离约为 $0.55H$ ，像在柏林敞口挖方中所求得的，则总土压力约较库伦值大10%。如果压力分佈是静水压力那样，则敞口挖方的支撑上的总土压力就相当于第148b图上三角形 abf 的面积，这面积的底面 bf 等于挖方底面上库伦压力的水平分力 $p_A \cos \delta$ 的1.1倍。因数1.1表示挖方各边上的总土压力和相应的库伦值之间的比值。

但是某一垂直断面上的真正的压力分佈可以和第148a图中的任何曲线相似。这压力



第148图 (a)柏林的紧砂敞口挖方的支撑工程上的侧土压力测试结果，(b)砂土挖方的横撑设计所假定的土压力梯形分佈。



第149图 在砂土的敞口挖方横撑设计中计算荷重时所作的假定

是到处不同。由于各横撑必须根据作用于它的最大压力来设计，故横撑荷重所能假定的最大值是按测得横撑荷重绘出所有曲线的包线来决定。这包线是近似地用梯形 $acdb$ 来表示。相当于虚构的梯形分佈的最大压力强度仅是最大库伦值的0.8倍，但是梯形的面积较三角形面积约大20%。这种超出面积是由于某一标高处单独的横撑荷重和平均值有出入，它可避免支撑工程逐渐损毁的危险。

为了估计紧砂挖方内横撑设计所需的荷重，可采用以下的方法。按比例绘制垂直的 H 樁或板樁的断面，见第149图。除最高的横撑外，在各横撑的标高处，假定这些樁是有绞链作用的；在挖方底面处假定它们是支承于锐刃

上。梯形面积 $acdb$ 的水平荷重作用于这些垂直樁上，见第149图。从图可知，水平荷重的最大强度是

$$0.8 p_A \cos \delta = 0.8 \gamma H \left[P_A \frac{\cos \delta}{\frac{1}{2} \gamma H^2} \right]$$

括弧内的数值可以直接从第67图求得。两绞链之间的垂直樁每一部分的作用和简单支撑一样，它负荷着它的范围以内的总荷重（见第149图）。依据静力学原理，计算荷重所引

起的反作用力。为了求得横撑荷重，每根横撑标高处的总反作用力乘以各横撑之间的水平距离。每根横撑的设计必须依据挠曲的安全因数为2。

由于在柏林所采用的施工方法和砂土敞口挖方内进行开挖和支撑所采用的普通方法在本质上并无不同，故第149图所说明的设计方法可以有把握地应用于任何其它地区内的紧砂敞口挖方。另一方面，松砂的土压力还没有现场资料。故还不知道挖方底面处的压力松砂是否和紧砂一样地减少。由于这问题还不能肯定，故松砂压力的计算必须依据第148b图的压力面积 $aceb$ ，而不宜用 $acdb$ 。在没有可靠的测验资料以前，必须依照这个法则来设计。

许多情况是很少能够根据室内试验来测定 ϕ 和 δ 的。足够精确的 ϕ 值可以依据第7表来估计。砂土的相对密度可以用地下触探来决定，见第44节。第147a图的支撑， δ 等于 0° 。第147b和c两图的支撑， δ 值大于零，但是它不超过 20° 。测定砂土土重 γ 的方法必须和测定挡土墙后砂填土土重的方法相同，见第46节。

如果从挖方的敞口集水坑内抽水来降低地下水水位，则在支撑下部必须足以容许有渗透压力。各挡土板之间的空隙的排水是不足以消除渗透压力的。这种排水的作用和第139a图挡土墙后垂直排水层的作用是相同的。

粘土中的深挖方 依据第15节，沿滑动面上粘土的平均抗剪强度 S 约等于2吋的粘土筒式土样的平均无侧限抗压强度 q_u 的一半。故粘土体所施的侧压力可以按下列简单假定来计算，就是粘土是 $\phi=0^\circ$ 和 $S=q_u/2$ 的理想塑性土料。如果土体的一部分是砂土，则砂土的平均抗剪强度是估计的，并在土壤剖面中以抗剪强度 $S=q_u/2$ 的虚构粘土层来代替砂土层。挖方附近整个土体的平均抗剪强度等于各个土层加权和均的 S 值。

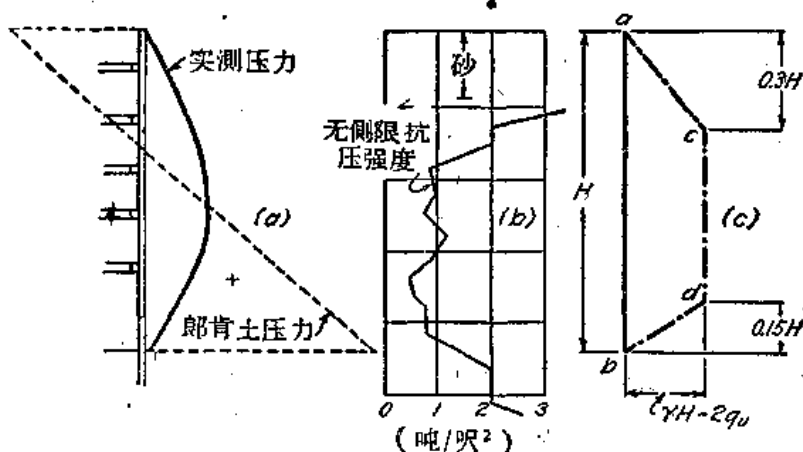
依据第24节的郎肯土压力理论，凝聚强度 $C=S=q_u/2$ 和内摩擦角 $\phi=0^\circ$ 的半无限塑性土体在水平面以下深度 z 处的主动土压力是

$$p_A = \gamma z - q_u \quad (48.1)$$

高度为 H 的垂直平面上的总土压力是

$$p_A = \int_0^H (\gamma z - q_u) dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 - \frac{2q_u}{\gamma H}\right) \quad (48.2)$$

第150a图是伊利诺州芝加哥市的中等粘土和软粘土的深挖方的一边的垂直断面。第150b图的纵轴是地面下的深度；横轴是粘土的相应无侧限抗压强度 q_u 值。粘土和它上面的砂土的加权平均 q_u 值是每平方呎2,100磅。把这值代入(48.1)式，并以 p_A 值为横轴，深度 z 为纵轴，可绘得第150a图中的虚



第150图 (a)芝加哥市中等粘土敞口挖方的支撑上侧土压力的测验结果；(b)挖方附近粘土的无侧限抗压强度的变化；(c)软粘土和中等粘土的敞口挖方横撑设计所采用的假定土压力分布。

綫。这是假定附近粘土在主动郎肯状态的挖方支撑上主动土压力的分佈。

計算压力的真正大小和分佈所需的資料是由各橫撑所負荷重的測驗求得。計算的結果見第150a图的实綫。这曲綫的形状无疑地說明了挖方支撑上的土压力並不符合于郎肯土压力理論，而是符合于第32节中的理論。芝加哥的軟粘土和中等粘土內若干其它挖方的类似測驗結果也得到同样的結論^{48, 49}。

所求得的挖方底面至压力中心之間的垂直距离 H_1 是在 $0.42H$ 至 $0.56H$ 的範圍內，它的平均值是 $0.45H$ 。对于这种範圍的 H_1 值，第32节的理論得到下列結論。如果支撑上的土压力和附着力的合力是在水平方向，則真正土压力必超过(48.2)式的郎肯值約50%。合力的傾斜角增加时，側压力就減少；如果合力的傾斜角是 20° ，則兩压力值必大致相等。因为所有芝加哥挖方的支撑是属于第147b和c两图的式样，故板樁能够支承垂直荷重，而且估計合力可以产生傾斜角为 20° 时的垂直分力。故实测的橫撑荷重必約等于(48.2)式所决定的总压力。

前述結論曾由所有这些挖方內的压力測驗加以証实，在这些挖方內，橫撑曾細心地修建並預先压紧或插紧。粘土向挖方移动的最大側移动並不超过挖方深度的0.25%，因此附近地面的沉陷並不显著。另一方面，挖方附近地面的显著沉陷是表示粘土有过大的移动，而且橫撑上的压力远較依据(48.2)式所推算的数值为大。

这些观测指出，甚至是最熟練的支撑安装方法所引起的少量移动，也可以足够使芝加哥挖方的粘土产生全部的抗剪强度。任何大于这值的移动在各方面都是有害的。为了防止过大的移动，最好是在板樁和橫樑之間打入尖楔，或在橫撑插入时将另一橫樑頂起，使支撑預先受力。

芝加哥市粘土挖方开挖时会进行現場观测，粘土的液限在28和52%之間，平均約为36%。粘土所代表各点都在第9图的塑性图A綫以上。故这种土壤是中等塑性的无机粘土。最上层厚約3至6呎的粘土层由于乾燥作用而受到預先压縮，而它的下面土层則为正常荷重粘土或接近正常荷重的粘土。粘土的临界高度 H_c 和挖方深度 H 之間的比值約在0.45至0.8之間。这些資料是由观测所得結論的适用范围。

依据芝加哥市粘土挖方內的現場測驗，曾經創立下述在同样粘土挖方內各橫撑上荷重的估計方法。首先必須取得粘土无側限抗压强度的可靠資料。两吋筒式土样的鑽孔必須在接近于拟开挖的挖方中心綫上，这些鑽孔的間距不可超过100呎。求得抗压强度后，設計必須依据从任何一鑽孔中求得的最低平均 q_u 值。

确定各个橫撑設計荷重的方法和紧砂挖方所述者相同。計算是根据第150c图的梯形 $abdc$ ，該图繪有在芝加哥挖方上測得的压力全部曲綫。这梯形的寬度等

$$7H - 2q_u$$

第150c图的面积 $abdc$ 所代表的总压力超过了作用于任何单独支撑上的总压力約50%。像在砂土深挖方的討論中所述一样，这种超过数值是由于某一标高处单独的橫撑荷重和平均值有出入。橫撑的挠曲安全因数不应少于2。

經驗指出，由于垂直 H 樁之間或立柱之間的粘土的弯拱作用，橫樑的挠曲力矩是很小的，可不予考虑。因此各橫樑的最大挠曲力矩應該依据板樁传至橫樑的荷重在水平方向上为均匀分佈的假定来計算。

如果粘土很軟， H_c/H 值接近于零，則側压力几隨深度成简单比例增加。在有有机軟

粘土内进行开挖和修建支撑时所引起的移动，并不足以使粘土产生全部抗剪强度。在预先压缩很大的粘土中，粘土的膨胀趋势，可逐渐使侧压力增加到(48.2)式的推算数值的数倍。由于有这些尚未弄清楚的可能事件，故在各种类型极不相同的粘土挖方中再举行芝加哥所举行的类似观测以前，粘土敞口挖方的普通适用的设计法则是不能拟订的。

如果在软粘土中进行开挖，由于粘土不能支承两侧上的积土重量，挖方底面可能隆昇。用第32节的理论，可以合理地精确估计隆昇的安全因数。如果理论的安全因数不足够，则通常可以打板桩至底面以下足够深度来防止隆昇。板桩贯入的必需深度是可以计算的。如果实际上不能采用板桩，则仅能用浅挖法来开挖。

开挖方法和开挖问题的综述

深度约小于20呎的挖方的开挖和支撑仅需细心地遵守现有的经验法则。作用于这些挖方支撑上的土压力是次要因素，因为采用材料稍多的一种标准支撑，较之采取符合当地土壤情况的支撑要经济。

另一方面，既深且宽的挖方的支撑佔总成本的大部分。而且，根据标准支撑方法来修改各不同部分，可以得到真正的节省，例如在挖方底面和最底一排横撑之间留下一个大而不妨碍工作的空间。为了满足既安全又经济的要求，必须举行全盘的土壤调查和探验，并依据土压力的计算结果来制订计划。

与理论相一致的經驗指出，敞口挖方问题不能应用古典土压力理论。紧砂或十分紧砂的土压力和正常荷重粘土或部分乾燥的中等塑性无机粘土的土压力，可以用前数小节所述的方法来计算。其它土壤的挖方支撑的设计在应用理论时必须细心谨慎，因为它的结果可靠性还没有由现场测验证实。

已发表的敞口挖方的施工经验记录是很少的，而且，由于没有挖方土壤的充分说明，所以它们大部分的价值也受到影响。

参考文献

- 48.1. K. Terzaghi, General Wedge Theory of Earth Pressure, *Trans. ASCE*, Vol. 106 (1941), pp. 68-97. 柏林砂土敞口挖方内土压力的测验方法和结果。
- 48.2. R. B. Peck, Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway, *Trans. ASCE*, Vol. 108 (1943), pp. 1008-1036. 载有软粘土和中等粘土的若干敞口挖方内土压力的测验结果。
- 48.3 R. B. Peck, The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway, *ASTM Bull.*, Aug. 1941, pp. 25-30. 叙述横撑荷重的测验方法。
- 48.4. J. C. Meem, The Bracing of Trenches and Tunnels, with Practical Formulas for Earth Pressures, *Trans. ASCE*, Vol. 60 (1908), pp. 1-23, discussions pp. 24-100. 本文载有在极不相同的土壤内挖槽观测的有意义结果。本文的理论部分和讨论仅有历史上的意义。土壤资料是不足够的。

第49节 山坡和敞口挖方斜坡的稳定性

斜坡损毁的原因和一般性质

任何在倾斜地面下面或敞口挖方斜坡下面的土体，在重力作用下都有向下和向外移动的趋势。如果这种趋势可以被土壤的抗剪强度所抵抗，则这种斜坡是稳定的，否则就发生滑动。滑动的土料可能是由天然沉积土、人工填土或两者的混杂土组成。本节仅讨论天然土壤的滑动。其它类型的土壤在以后讨论。

现有斜坡坡脚向下淘挖或斜坡没有支撑而开挖挖方的外来扰动都可以引起天然土壤

的滑动。另一方面，已稳定多年的斜坡上未曾受到外来扰动也可能发生滑动。这种损毁是由于孔隙水压力的暂时增加或由于土壤强度的逐渐减少。

不論产生滑动的条件不同，几乎各种滑动都具有一般的性質，見第151图。损毁之前，斜坡的上部上或它的頂部以外发生张力裂縫。滑动时，滑动面积的上部下陷，而它的下部鼓胀。下陷的上部叫做滑根，鼓胀的下部叫做滑舌。故如斜坡的原来表面是平面，則沿着滑动軸心的地表剖面变成S形曲綫(見第78图)。滑舌的形状在一定程度上取决于滑动土料的种类。扰动灵敏度低的均匀一致粘土会发生鼓胀，見第151图。另一方面，結構极灵敏的粘土或夾有砂团的粘土会发生像液体一样的流动。

即使在很长的和高度大致均等的均匀斜坡上，很少在彼此距离很远的許多地方发生滑动。例如，巴拿馬运河的著名滑动，在平面上是孤立的滑动痕跡，这些痕跡之間是很大范围的完整斜坡。断面十分均匀的长距离的鐵道挖方內的滑动具有同样的特性。

但是有一种重要滑动与一般的规律不同，滑动並不发生于寬闊的斜面上。如果地質情况是大部分滑动面在粗粉沙或砂土的水平层以內，后者把两层粘土分开，則平行于斜坡坡頂的滑动面寬度远較滑动面的长度为大。这种滑动一般是由于砂层或粉沙层內的过量孔隙水压力而发生。它們和其它滑动型式相反，不能預先发现危险的象征，损毁大都是突然发生。



第151图 凝聚性土料的典型滑动平面图

斜坡稳定的工程問題

大部份的斜坡稳定性問題是在公路、鐵道和渠道的无支撑挖方設計和施工中发生的。直至十九世紀初叶建筑第一条鐵路后，才引起开挖深挖方的必要性。但是从那时起，已开挖了无数的深度和长度都增大的挖方。

經驗指出，横1:1的斜坡通常是稳定的。事实上，深度少于20呎的大部鐵道和公路的挖方斜坡，筑成了上述坡度，它像筑成許多較深的完全稳定的挖方斜坡一样。故1:1比1的斜坡可作为修建公路和鐵道的标准。像渠道的洪水淹没挖方的标准斜坡坡度是在2:1和3:1之間。仅在岩石、散佈有漂砾的紧砂土以及真正的黃土上，才可以采用較标准坡度为陡的斜坡。

岩石上的斜坡不在本書范围之內。对于有漂砾的砂砾紧密混合土，斜坡1:1曾是永久稳定的。在乾旱地区，由于純黃土的斜坡必須适当保护，以防止急剧的冲刷，故必須采用垂直坡。垂直坡的底脚需要細心保护，以防止暴雨时暂时飽和。虽有这些預先措施，但碎屑仍不可避免地随时分裂下墜，然后它仍然为垂直坡，保持稳定若干年。为了防止碎石堵塞交通，慣常使黃土挖方的寬度較交通所要求者为大。标准黃土的水下斜坡是一个严重問題。它們将在以后討論。

开闢新交通綫时所需挖方数量的初步估計，通常是依据土壤內所有挖方均为标准斜坡的假定。但是經驗指出，仅在适宜地区上的挖方，标准斜坡才能稳定。所謂适宜地区就是指在濕的或乾的状态中的无凝聚性或凝聚性的砂質土壤或砾質土壤的地区。在軟粘土或有縫的硬粘土中，即使淺挖方开挖成标准斜坡，也可使土壤向挖方移动，而且这种移动可从挖方伸展到数倍于深度的距离。有积水砂层或砂团的粘性土壤可在类似情况下发生扰动，以取得自身的平衡。沉积土有这种性質的地区就是难于处理的地区。

有經驗的工程师在选定新交通綫时，常在許可情況下儘可能地避免挖方在这种难于处理的地区。如果某一个工程需要在难于处理的地区内进行长的挖方，則除非安全范围减少至远小于稳定性計算的誤差范围，否則估計結果便可能指出这个工程是不經濟的。因此，在难于处理地区的挖方中，局部滑动一般恰当地認為是不可避免的。同时，好的工程要求滑动不致产生生命的丧失或财产的严重損害。要达到这个要求，祇能在施工时和施工后采取大范围的和忠实执行的現場觀測。这种觀測(並無其它方法)可以發現滑动的象征，並可采取适当措施以防止不幸結果。

不稳定斜坡的处理方法主要隨土壤的性質而定。因此，为了实用起見，根据发生滑动的土壤种类来把滑动分类是最合适的。难于处理的土壤和土系的最普通种类是由頁岩或片岩組成的岩屑堆积物、很松的积水砂土、均一的軟粘土、有縫的硬粘土、有砂层或粉沙层的粘土以及夾有积水砂层、砂团或粉沙层、粉沙团的凝聚性土壤。以下小节将叙述滑动的原因，並扼要叙述有关这問題在工程方面的实际处理方法。由于这个题目的复杂性，本書所述仅可作为天然土层斜坡稳定性研究的导引。

岩屑上的斜坡

岩屑是質較佳的岩石块的疏松堆积物，混杂着完全风化的岩石碎屑。岩屑可复盖在平緩的岩石斜坡上，形成一复盖层，厚約达20呎，或者发生在峻陡的岩石悬崖之脚，像山麓堆积。

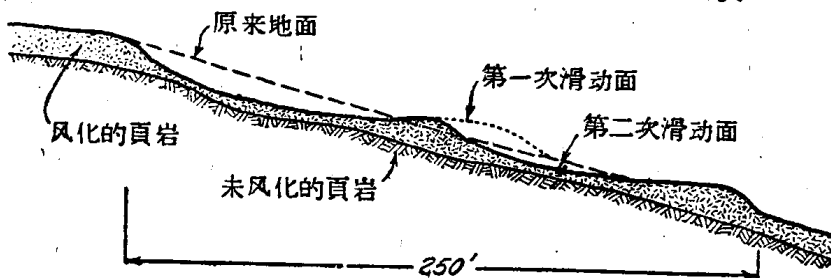
在乾的或永久排水的情况下，任何一种岩屑都是稳定的，故維持标准坡度沒有任何困难。1:1的斜坡並非不普通，它們的稳定性不致因时时雨汛而受到損害。但是这里有显著的例外情形。由某类岩石形成的岩屑可能强烈地受着含水飽和的影响，因而飽和度达某一值时，它就在平緩的斜坡上开始流动。

西弗吉尼亚州、宾夕法尼亚州南部和俄亥俄州东部等地区，这种性質的週期性



第152图 西弗吉尼亚州巴布斯維利附近緩坡上的岩屑滑动

流动可以在不需外力扰动的情形下发生在 10° 的平緩斜坡上。事实上，这些地区內大多数地面的地形是由这种滑动所形成的^{49.1}。第152图是西弗吉尼亚州巴布斯維利附近岩屑滑动的照片。第153图是在同一地区內两次滑动的剖面。



第153图 岩屑中的兩次滑动剖面

这种流动的性質指出，它們是由于滑动体的重量从許多固体成分之間的接触点暂时传递到孔隙水分而发生。这种过程是和积水松砂的液化相

类似(見第17节)。不过岩屑的结构和松砂的结构不同,前者对于振动不敏感。重量的传递是由于不同原因而引起。

經驗指出,平緩坡度上的岩屑滑动仅在軟弱的、易碎的、局部分解的成层頁岩或各种片岩碎屑中发生。特別在含有綠泥片岩、云母片岩和滑石片岩碎屑的岩屑中,这种滑动最为普通。在每个乾燥季节,这些碎屑有些碎裂。在下一雨季,在充水飽和而增加荷重的情况下,某些碎屑遭受損毀,並把它們的重量传递到由水分所承受。

采取合适的排水措施是防止平緩斜坡上岩屑滑动的最有效方法。但由于岩屑层通常較薄(見第153图),故把樁打入这种滑动材料至它的坚固底层上,也可以防止緩慢的岩屑流动。通常是打入若干排樁,樁的方向和滑动的方向相互垂直^{19.1}。

峻陡的山麓堆积上的滑动最常在溶雪时发生,暴雨时发生的較少。这种碎屑的性质並不显著。开始滑动后,充水飽和的物料以急流状态冲下山谷,它夹运着大至若干立方碼的岩石碎块,冲走它路上的橋樑,并在山谷口鋪展成扇形堆积物。这种滑动叫做突然泥石流或泥石流,它們最常見于世界上各地区的高山峻岭中。犹他州华薩基山西部山坡的各处峡谷都有至少一条泥石流的遺跡^{19.2}。由于这种滑动的发生是和岩屑的相对密度或岩石性质无关,而仅是在峻陡斜坡上发生;故它們大概是祇由于滲漏水的滲透压力所引起的。

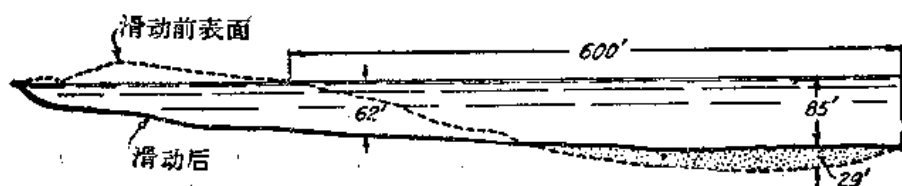
在阿尔卑斯山曾观察到泥石流一般是在滑动地区的滑根流出的湧泉乾涸之前发生。这种現象表示山麓堆积物的孔隙在滑动前暂时增加,它和紧砂試样在剪損前的孔隙比增加相类似(見第15节)。

由于岩屑沒有充足水份就不能发生滑动,故如能防止岩屑的暂时飽和,則可以消除这种滑动的危險。防止暂时飽和的方法可以沿着必須保护地区的上部边界設置深的排水工事,并在这地区表面复盖一层比較不透水的土层。在許多事例中仅采取排水措施就能达到目的。

斜坡和砂土挖方的稳定性

任何永久在地下水水位以上的砂土都可以認為是稳定的地区,在这种地区內,标准斜坡的挖方都可以能安全地进行开挖。在地下水水位以下的紧砂和中等紧密的砂土也同样稳定的。滑动仅能在飽和松砂內发生。这是由于松砂的突然液化所致,見第17节。振动或地下水水位的突然变化都能引起砂土滑动所需的这种扰动作用。只要滑动一开始,則砂土便好像液体一样地不停流动,直到斜坡角度小于 10° 时为止。

某些地区內的这种性质的滑动組成了一种間歇現象。荷兰塞兰島海岸的砂土滑动就属于这一类^{19.3},海岸是在圓粒的細石英的厚砂层上。海灘坡度仅約 15° 。但是每当數十年一次的特殊高的春潮过后,海岸地帶的淺层以下的砂土结构就被破坏。砂土流出并以高速度在附近海底鋪展成扇形地区。这种滑动的滑舌常远較滑根为寬。它的滑动断面見第154图。滑动后地面的最后坡度小于 5° 。1874年波薩利所发生的一个滑动約达



第154图 塞蘭島海岸的砂土滑动断面

2,000,000立方碼。

由于砂土的流动性滑动仅在极松砂土中发生，故增加砂土的密度可以减少滑动的危险。采用若干不同方法就能达到这种目的，例如打樁，或在砂体内部许多地方放入少量炸藥进行爆炸(見第50节)。

黃土挖方的稳定性

真正黃土是凝聚性的风积土壤，它的有效粒徑約在0.02和0.006公厘之間，它均匀系数較小。它主要是由彼此略为胶結着的稜角石英粒和次稜角石英粒所組成。而且，它常有垂直根孔的复杂的网状組織。黃土的凝聚力是由于根孔孔壁上有略能溶解的薄层胶結物而产生。由于根孔主要是垂直的，故黃土能沿着垂直面剝裂，而且它在垂直方向上的渗透系数远較水平方向为大。它的孔隙率可高达52%。

当黃土是永久在地下水水位以上，則除了它已受到冲蝕而外，它是极稳定的土壤。另一方面，永久浸在水中的黃土，由于它的孔隙率大和浸水的淋洗作用，它是极不稳定的。淋洗作用把胶結物带走，并使黃土变成几乎没有凝聚性的土壤，除非这种土壤的孔隙率約小于47%，否則它是不稳定的^{49.4}。

在苏联土耳其斯坦黃土高原上所举行的巨型試驗結果指出了浸水的作用。这种黃土的平均孔隙率是50%。在乾挖方中，它的沒有側支撑的垂直面可以高达50呎以上。这次試驗的目的在于求得橫越高原所开挖的渠道如果没有敷面工事，并且为了灌溉而充水之时这种黃土是否能稳定。試驗时开挖了一个敞口試坑，平面面积160呎×60呎，深10呎，边坡1.5比1。然后注水入試坑，并保持一定水面，以补偿渗漏损失。数天后斜坡开始脫坡，坑底开始陷落。这种变化过程約在六星期时期內繼續进行，但变化速度逐渐减少。在这时期之末，在原来坑边約20呎的距离內，挖方四周的表面发生裂縫并陷落，坑底陷落約2.5呎。陷落和脫坡地区內的黃土很軟，以致不能在它上面行走。

这渠道四周和它下面的黃土强度可以用地瀝青材料使渠道的濕周得以保护，这是可以想到的处理方法，但是并不能肯定。

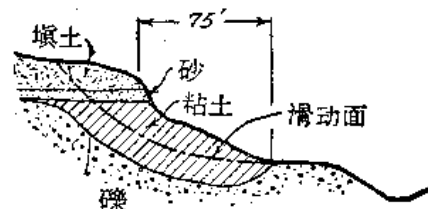
十分均匀的軟粘土的滑动

如果在厚层軟粘土內做成标准坡度1.5比1的挖方斜坡，則挖方达到10呎深度之前，滑动是要发生的。这种滑动具有地基損毀的性質(見第31节和第79b图)，并且挖方的底面上昇。如果粘土层在稳定沉积土之下，或者如果它有一层硬土壳，則挖方底面接近于軟粘土表面时就发生隆昇。

另一方面，如果軟粘土的下面是岩层或硬粘土层，或者有一硬土层在挖方底面以下的短距离內，則由于挖方之底不能隆升，故損毀发生在沿着切于硬土层表面的坡面圓或坡趾圓上(見第31节)。

如果軟粘土体的形状不規則，則滑动面的位置是由这个形状所决定，見第155图。这图是瑞典塞得达尔其渠道施工时发生滑动的断面。如果軟粘土延伸至較大深度，則地基損毀大致是沿着中点圓上发生。但是軟粘土以下如有砾层，就沒有地基損毀的可能性，滑动是沿着坡趾圓上发生。滑动很快，以致若干工作人員丧失性命^{49.5}。

經驗指出，均匀粘土內沿着滑动面上的平均抗剪强度約等于粘土的无侧限抗压强度



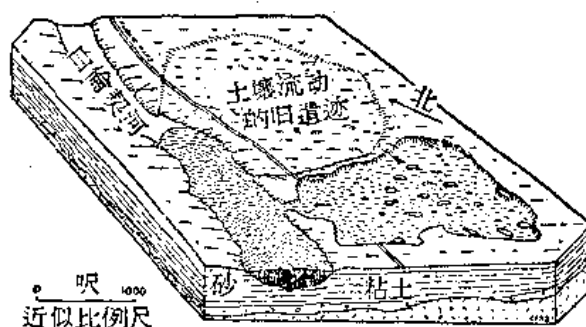
第155图 瑞典塞得达尔其渠道上
軟粘土內的坡趾圓滑动断面

的一半(見参考文献^{49.6}和^{49.7}又見第15节)。故在这种粘土內拟挖方的斜坡滑动安全因数,可以在施工前用第31节所述方法来估計。但是粘土內如果有砂层或粉沙层,則它的不連續性可使計算結果无效。它的理由見不均匀一致粘土一段中的解釋。

粘土流动

軟粘土斜坡損毀后,当滑舌(第151图)从它的原来位置进展了一个适当距离时,一般就停止移动。但是这种規律有一显著的例外。如果粘土的灵敏度极高(見第8节),則由于重塑作用所产生的結構破毀,可使粘土变成一种浓厚的泥浆。当这种粘土产生滑动时,整个滑动土体破碎成块状粘土,并由粘土的重塑部分加以滑潤。块状粘土和杂石的混合物是很容易流动的,它像水流一样在近乎水平的平面上流动数百呎甚至数千呎。虽然这种流动的产生原因和普通粘土的滑动一样,但这种流动叫做粘土流动。

沿着魁北克圣罗稜士河的北支流河岸上,时时并无人為原因而发生典型的粘土流动,这种流动的主要特点見第156图。在流动时,近乎长方形的地区下陷15至30呎,这地区平行于河道的长度約1,700呎,垂直于这河道的长度約3,000呎。在数小时內,3,500,000立方碼的地下粉沙質粘土通过200呎寬的窄口流入河槽。因此使河槽淤塞2哩以上,上游水位抬高25呎^{49.2}。



第156图 魁北克圣罗稜士河附近粉沙質粘土滑动的主要特点

加拿大其它地区、緬因州和斯堪的納維亞各国也曾发生同样的流动^{49.2}, ^{49.8}。这种流动土壤的指示性質尚未可靠地知道。所得少数資料指出,这种土壤是极細石粉或多粉沙質粘土,源自冰积土壤,自然含水量大于液限。在第9图的塑性图上,它們就是低塑性无机粘土区域内的各点所代表。这种流动的首要条件是过大的含水量,这种含水量就表示有极大的灵敏度并可能有完整的骨骼結構。

滑动記載指出,土壤移动之前,坡脚泉源处必开始产生大規模的地下冲刷(見第59节)。如果泉源在水下,則冲刷可能并未注意到。但是由于冲刷道的寬度隨着距流出点的距离增加而增加(見第59节),因此可以想像到自出口某距离处的寬度变大,以致上层土层垮塌。由于落下的粘土灵敏度极高,它为液化,因此它通过冲刷道的完整部分流出。半液体粘土的流动可促使再发生冲刷作用,以致冲刷道的流出断面上层土层崩潰。如果这种假說将来能由較詳細的觀察証实,則可能在坡趾附近地面复盖一层倒滤层来防止这种滑动。

硬粘土的滑动

几乎各种硬粘土都由于髮絲裂縫或擦痕而变成軟弱。如果軟弱的表面使粘土分成小于1吋以下的碎块,則施工时或施工后不久斜坡就变得不穩定。另一方面,如果节縫的間距較大,則直至挖方完成后許多年內也不致发生損毀。

节縫相距很近的粘土內滑动是在剪应力超过有裂縫粘土的平均抗剪强度之时发生。德国法兰克福市附近罗森卡登的鐵道长挖方曾在数处发生了这种滑动。斜坡的坡度是3:1。挖方的最大深度是100呎,挖方最深部分附近的滑动面平均剪应力約为每平方呎10

吨。这粘土极硬，但是大块土样很易碎成稜角的表面发亮的小土块。在施工后就开始滑动，并延續了15年^{49.9}。

施工前尚不能测定这种粘土的抗剪强度。但是可以求得大块不扰动粘土土样的三轴剪力試驗結果和現場上粘土的平均抗剪强度之間的經驗关系。除了减小坡角以外，至今沒有其它的补救方法。曾用排水法或水泥灌漿法来防止或阻止滑动，但是沒有成功。

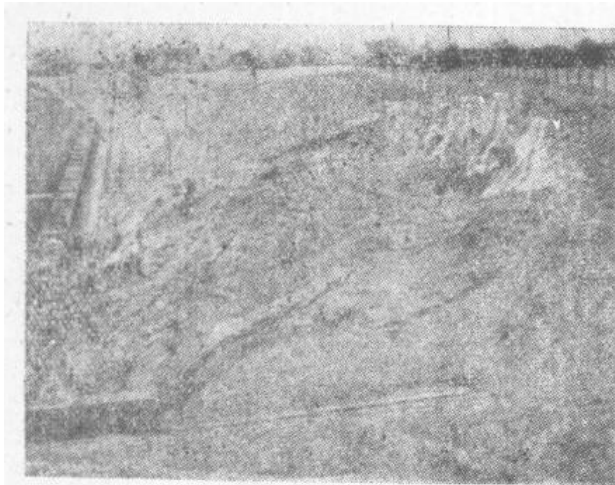
如果粘土內节縫的間距大于数呎，則挖方后許多年甚至数十年斜坡也可以保持穩定。从挖方开挖至斜坡損毀所經過的时间指出，土壤的抗剪强度是逐漸消失。目前的軟化过程力学概念見第157图。开挖前，粘土极硬，节縫完全接合。开挖时粘土的应力減少使粘土膨胀，并且有些节縫开裂。然后水分进入，使这些节縫附近的粘土軟化。不均匀的湿胀作用产生了新的节縫，直至較大土块分离为止，而且这土体变成了含有軟質杂石。在已变弱的粘土的抗剪强度逐漸变小至不足以抵抗重力时，就发生滑动。大部分这种滑动是沿着較淺土壤的坡趾圓上发生，因为粘土的抗剪强度隨着暴露表面以下距离的增加而迅速增加。水分似仅使粘土的結構破坏；渗透压力是无关重要的。



第157图 有裂縫的硬粘土断面

(a)在开挖时应力減少之前原有节縫密合；(b)应力減少后使节縫分开，因此流通的水分使縫壁附近的粘土变軟。

第158图是鐵道挖方旁边的有裂縫的极硬粘土的2.5:1斜坡的滑动。斜坡的高度是60



第158图 有縫的极硬粘土的滑动

呎。損毀后，斜坡的S形特性很明显。挖方后約80年发生了这种損毀。但是沒有发现泉水或其它渗水的跡象。

研究节縫間距大的硬粘土的若干迟緩滑动記錄指出，粘土的平均抗剪强度是从开挖时的較大开始值，減少至滑动时的0.20至0.35吨/平方呎。因結構的破坏需要数十年，故依据最后抗剪强度来选择这种粘土挖方斜坡的坡角是不經濟的。但最好是儘可能地延緩結構的破坏，这就是在挖方上緣附近的条形地区內排水，这个条形地区的寬度等于挖

方深度，并在开挖地区的地面上采取措施，以減少它的透水性。如果将来会发生局部滑动，則可用局部培修的方法来补救。如果这种迟緩滑动将危及人民生命或引起过大的財富損失，則必須在斜坡上設立参考点，并进行定期观测，因为在这种滑动发生之前，常发生变形，而这种变形在接近損毀状态是按加速度的速率增加的。如果移动很大，則必須將斜坡的危險部分削平。

硬心排水管也曾成功地采用来防止危險地段的移动。这些排水管是由装在沟的乾砌圬工材料組成，它在斜坡的上下方向排列，間距約15或20呎。这些沟挖至已軟化的粘土的深度以下。用混凝土基脚牆来支承圬工材料的下端。这种工程要达到最有效的功用，

通常必須使这些材料发生排水作用，但是这些材料的主要功用是通过边侧摩擦力把不稳定粘土的部分重量传递至基脚牆。

有积水砂层或砂团的粘土斜坡的稳定性

以前数小节仅論及比較均匀的土壤的稳定性。最重要的不均匀地层是由砂层和粘土层組成的成层沉积土，以及夾有砂或粉沙的不規則透鏡状土层或土团的凝聚性土体。

在粘土和砂或粉沙的交迭层中，每年的全部時間或部分時間內至少有一些砂层或粉沙层通常是积水的。如果在这种土壤內开挖挖方，則水在斜坡各点或各綫上渗出。故这种挖方通常叫做濕挖方特别是如果土层向斜坡处傾斜，則这种挖方尤其需要特别注意。由砂层露头的底面流出的泉水可以引起脫坡，冰冻作用也可引起損毀。故通常把排水管放在积水砂层的底面以拦截渗水，排水管垂直于斜坡表面的距离至少是5呎。如果粘土层較軟或有裂縫，則它們可能是結構軟弱的另一原因。故如挖方較深，則必須研究它的稳定性，以瞭解是否适宜于采用标准坡度。

含有无凝聚性土壤的不規則透鏡状土层或土团的凝聚性土体，常見于过去曾受冰河作用的地区，該处的沉积土是由冰川溶解而沉积下来，然后由冰层暂时前进的推力而变形。某些曾在砂土和粘土的成层土体内发生老坍方的地点也曾見到上述土体。

粘土內团状砂层有蓄水的作用。潮湿天气时，它就成为产生巨大靜水压力的地区，这种靜水压力可使它所在地区的土体向外移动。土体向外移动之时，它崩解成饱和的粉沙、砂和粘土的混合物，这种混合物流动时，犹如冰川或浓厚的粘滯液体一样。

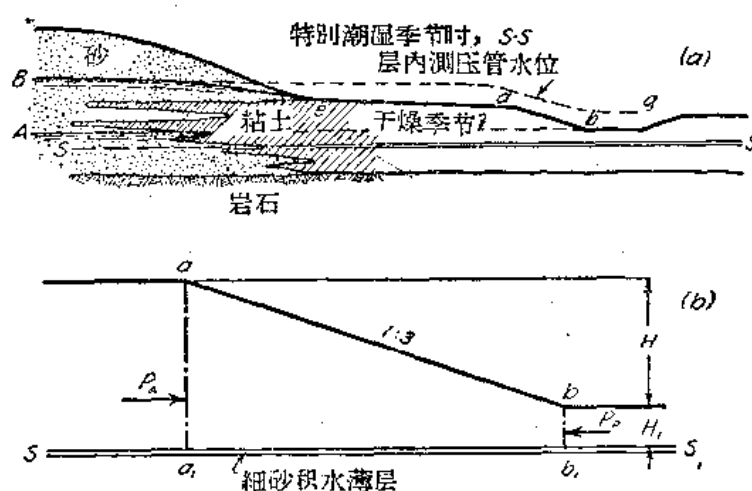
因不稳定的来源是团状砂层內水分的压力，故可用排水道来达到稳定的目的。但是地質剖面可能是极复杂的，而且必須用鉆探、試驗和地下水水位的定期測量徹底研究土壤情形和水力情况，才能决定排水道的間距。地下水水位的定期观测需要在必要地点裝置观测井。如已达到了排水目的，則这些原台地区是会稳定的，可以采用标准坡度进行开挖。

粘土斜坡的突然鋪展

經驗指出，粘土斜坡突然鋪展的損毀将发生于接近正常時間間距的週期具有最大頻率的許多周数中。这种損毀的特性是曾稳定数十年或数世紀的一个平緩粘土斜坡沿着一个寬闊地区突然向外移动。

同时，滑动面前面的原台地区从坡趾起的长距离內隆昇起来。經過研究后曾指出，鋪展发生于坡趾下长距离內，並且沿着粘土和它下面的砂土或粉沙的积水层或夾层的边界处发生这种損毀。这些突然的經常发生大事故的斜坡損毀的可能原因見第159a图。

第159a图是逐漸向左伸入砂土內的厚軟粘土层上面



第159图 (a)具有鋪展損毀危險的斜坡地質情况；
(b)斜坡ab以下土体上的作用力。

的河谷断面。这粘土的平均凝聚强度是 c ，它含有細砂或粗粉沙的水平薄层，如 $S-S$ 层。这图左侧上的大块砂土内的水分与 $S-S$ 层的孔隙水分相通連。实綫 Ad 和 Bc 分别是乾燥季节和特殊潮湿季节时砂土内的地下水水位。虛綫 Ab 和 Bg 分别是 $S-S$ 层内孔隙水的相应测压管水位。

粘土内曾开挖一挖方 ab 至深度 H 。挖方下面每一水平断面都包括了 $S-S$ 层，这些水平断面是受剪应力作用，因为在上层粘土自身重量作用下，下层粘土垂直沉陷，並向水平方向鋪展。如果 $S-S$ 层内孔隙水压力較低，相当于测压管水位綫 ab ，則沿 $S-S$ 层的抗剪强度远大于剪应力之和。如果真是这种情况，則斜坡的稳定仅隨粘土的凝聚强度 c 而定。对于小于 53° 的任何坡角，斜坡的临界高度 H_c 是

$$H_c = 5.52 \frac{c}{\gamma} \quad (49.1)$$

式中 γ 是粘土的么重(第31节)。如果挖方底以下不远处是一层粘土层，而这粘土层以下是坚硬地层，也就是相当于第80图的深度因数 n_D 的較小数值，則临界高度还要大些，並且它隨着坡角的減少而增加，在坡角为 20° 时它达到 $9c/\gamma$ ，見同图所示。

但是，由于大块砂土的地面上溶雪或雨季延长，則 $S-S$ 层内测压管水位可昇至 Bg 綫的位置。这测压管水位上昇时， $S-S$ 层上每单位面积的总荷重 p 仍保持不变，但是孔隙水压力 u_w 增加。因为 $S-S$ 层大部是无凝聚性土壤，故它的抗剪强度可由下式决定

$$s = (p - u_w) \tan \phi \quad (15.3)$$

所以，这土层的测压管水位增加就相应于通过这土层的任何水平断面上抗剪强度減少。当平均抗剪强度減少至平均剪应力之时，虽然沿着任何位于 $S-S$ 层上面或切割 $S-S$ 层的曲线面具有足够的滑动安全因数，但是 $S-S$ 层上面的坡度会因鋪展而損毀。

$S-S$ 层以上斜坡的临界高度决不能少于根据下列假定所求得的数值，即(15.3)式的孔隙水压力 u_w 等于 p ，而沿着 $S-S$ 层的抗剪强度变为零。这种情况的意义見第159b图，它是通过斜坡 ab 的垂直断面的放大图。按(24.9)式，垂直断面 aa_1 上的主动土压力是

$$p_A = \frac{1}{2} \gamma (H + H_1)^2 - 2c(H + H_1)$$

又按(24.16)式，垂直断面 bb_1 上的被动土压力是

$$p_P = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 + 2cH_1$$

如果 a_1b_1 上的抗剪强度是零，則 $p_A = p_P$ 时斜坡接近于損毀，因而

$$H = H_c = 4 \frac{c}{\gamma} \quad (49.2)$$

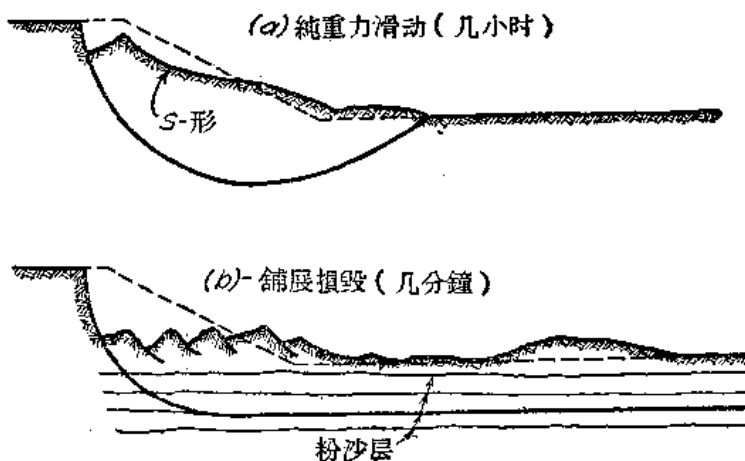
这值約等于 $3.85c/\gamma$ ，从第80图可知后者是垂直坡的临界高度。因此，如果孔隙水压力大到足以消除 $S-S$ 层的摩擦力，則不管斜坡坡角多少，这种压力都可以使这层以上的斜坡临界高度減少至稍大于垂直坡的临界高度。对于平緩斜坡，这种孔隙水压力的作用可使临界高度約減少50%。

在特別多雨年份或特別厚的雪溶解时，地下水水位到处上昇。因此所有积水层的抗剪强度都減少，而且过去經常稳定的斜坡就可能損毀。1915年，紐約州哈得遜附近克莱佛兰克河上的尼卡波洛克波特兰水泥公司内高約40呎的平緩斜坡曾发生了滑动。这斜坡是在厚度各約半吋的粘土层和粉沙层交叠而成的冰成粘土上。在並无可觉察的扰动情况

下，这坡度突然向外移动1,200呎，而且坡趾前面的地面約在300呎的距离内隆昇。約在600呎距离内，河底上昂至四周地面以上，而且这种上昂发生的很快，以致鱼类搁浅在原来河道的平緩斜坡上。电力厂遭受損毀，居住人員死亡。这种滑动是哈得逊河谷陷落后在冰成粘土中所曾发生的許多滑动中的唯一滑动^{49, 10}。河谷的历史十分明显地指出，滑动最常每20或25年左右发生一次，相当于最大降雨的年份。

因粘土凝聚力不足而发生的純重力滑动和粘土层的鋪展滑动之間的区别見第160a和b两图。b型滑动和a型滑动相反，前者几为突然发生。由于軟弱土层並不是在粘土内部，而只是在粘土和它的底面之間的边界处，故b型滑动发生之前，在最后損毀的土体可能甚至沒有可測得的变形。而且，均匀一致的粘土斜坡的临界高度仅取决于坡角和平均凝聚力 c ，而在无凝聚性土层或积水层上面的粘土斜坡的临界高度則在很大程度上取决于土层内孔隙水压力 u_w 。孔隙水压力增加时，临界高度减少；而且，不論坡角大小如何，它接近于(49.2)式的 H_c 值。因此，如果有粉沙或砂的积水夾层的粘土斜坡的高度大于 H_c ，則除非孔隙水压力 u_w 为已知，否則便不能对斜坡的滑动安全因数提出可靠的意見。

依据斜坡地区的一般地質情况和地文情况，可以粗略地估計积水层的孔隙水压力的最大可能值。但是孔隙水压力的真正数值不能用理論計算，也不能依据室內試驗來計算。它仅能在現場上用压力錶測定。因此，如果第160图的b型滑动的先要跡象已发现，則工程师必須判断这一滑动将产生怎样的实际結果。如果这种滑动祇不过阻塞交通，而且充分地知道在施工后数年或数十年才会发生滑动，則工程师在施工中可不予特殊注意。另一方面，如果滑动能使生命伤亡或資財遭受严重損失，則孔隙水压力錶的装置和定期觀測是迫切需要的。無論何时当依据这錶讀数的結果來作稳定性計算指出斜坡是欠安全的时候，則要采取排水措施，使土料积水层內的孔隙水压力在安全限度內，以消除危險的存在。



第160图 冰积粘土的标准滑动横断面图

(a)如果粉沙层内孔隙水压力并不重要；(b)如果粉沙层内孔隙水压力几和积土压力相等。

穩定問題和解决步驟的綜述

公路或鉄道的选綫或挖方工程的地区选择，所需的工程技术水平在很大程度上是取决于台原地区的性質。在适宜地区內的敞口挖方佈置和施工是很可以标准化的，但是如果工程是在难于处理地区內則工程师必須具有高度的水平。这是一方面因为引起滑动的水力情况和混合土壤是变化无穷的，而另一方面因为經濟条件一般需要采用異乎寻常的安全标准。依据地面的象征和适时的鉆探，負責这种地区的工程师必須具有对于适宜地区、难于处理地区和极难处理地区的鑑別能力。他还必須能够預料到各拟选地址可引起

施工困难的恶劣情况，並且預測到相应的耗費和時間的延迟。

如果不能避免难处理地区，則工程师必須連續地进行以下工作：

(a) 决定最难处理地区的位置，並用采取土样和进行室內試驗的方法来探驗它們。

(b) 依据經濟条件和安全条件之間的合理比較，来选择坡角。

(c) 如果需要的话，設計排水系統。

(d) 拟訂觀測計劃，以备施工时必须进行觀測，以消除对于地址情况的不确定因素和減除偶然事件的危險。

(e) 以最少的費用和最短的時間把开始向外移动的斜坡稳定起来。

从这节的前段可知，並不能建立严格的規則来完成这些工作的任何一种。第31节的斜坡稳定性理論仅能有效地应用在十分均匀一致的軟粘土或中等粘土的土体内开挖挖方的那些很少事例中。处理其它土壤或各种掺杂土壤时，工程师必須完全隨着下列三项因素而定：他对于所研究沉积土稳定性的决定因素的認識能力，他对于工程設計时仍存在的未定因素的复杂性的理解能力，以及他对于施工时消灭这些未定因素的具体方法的創造能力。

这些主要属性的发展有待于工程地質知識以及水和各类土壤之間相互作用的控制規律的彻底瞭解。这些規律見本書第一編。它們必須輔以挖方和滑动的施工經驗的广泛知識。个人經驗仅是这些知識的一部分；已发表的实际历史中的总结經驗是同等重要的。

依据主要性質类似的各种土壤的經驗，过去的記載在預測某一土体的性質是很有用的。由于这些过去記載中缺乏施工操作中土壤的类型和状态以及必需觀測的水力情况的可靠資料，故它們的实用价值大大地減少。然而，目前这些記載仍是唯一的資料来源，因为过去很少做过足够的記載。

参考文献

49.1. G. E. Ladd, Landslides, Subsidence and Rock-Falls, *Proc. Am. Ryw. Eng. Assoc.*, Vol. 36 (1935), pp. 1091-1162. 这 1931 年的滑动記載和滑动防止方法的指导性总结，其中有丰富的参考文献。就工程实用而言，所建議的土壤滑动分类太复杂，同时所描写的某些現象所引起物理原因的叙述是可討論的。

49.2. C. F. S. Sharpe, *Landslides and Related Phenomena*, New York, Columbia University Press, 1938. 按地質現象的男方分类和問題。有丰富的参考文献。

49.3. Fr. Müller, *The Sand Slides of Zealand Province* (in German), Ernst and Son, Berlin, 1898. 詳述砂土流动，載有顆粒大小分析的結果。

49.4. A. Schoidig, *Loess* (in German), Th. Steinkopff, Dresden, 1934. 黄土和土木工程之間的关系的專論。

49.5. 見参考文献 44.6。

49.6. K. Terzaghi, Stability of Slopes of Natural Clay, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., (1936), Vol. 1, pp. 161-165. 現場上各种粘土的平均抗剪强度的資料。

49.7. A. W. Skempton, A Slip in the West Bank of the Eau Brink Cut, *J. Inst. Civil Engrs.* (London), Vol. 24 (1945), pp. 267-286. 发生于古老而永久泛濫的挖方斜坡上的滑动。本文指出現場上粘土抗剪强度測定的不可靠。

49.8. B. A. Hodgson, The Marine Clays of Eastern Canada and their Relation to Earthquake Hazards, *J. Royal Astron. Soc. Can.*, Vol. 21 (1927), pp. 257-264. 泥粘土的流动性滑动的說明。

49.9. V. Pollack, Concerning Slides in Soils of Glacial Origin and the Need for a Classification Soils (in German), *Jahrb. geol. Reichsanstalt*, Wien, Vol. 67 (1917), Heft 3 and 4. 德国罗逊卡頓有縫的硬粘土的滑动記載。

49.10. D. H. Newland, Landslides in Unconsolidated Sediments, *N. Y. State Museum Bull.* 187,

Albany, 1916. 斜坡的鋪展損毀的敘述。

49.11. A. H. Toms, Folkestone Warren Landslides: Research carried out in 1939 by the Southern Railway Company, *Inst. Civil Eng. (London)*, Rwy. Eng. Div., Railway Paper No. 19. 硬粘土的大滑動性質和原因的全面和專門的研究記錄，并有土壤試驗的結果。

第50节 土壤的压实

土壤压实的目的和方法

前节論及土体在天然状态下的稳定性。如果开挖了这些土体，而且並不特別細心地再堆积它們，則土壤的平均孔隙率、滲透系数和壓縮性都增加，而抵抗水脉冲刷的能力則大減。故即使在古时，常夯实用作堤堰的填土。另一方面，由于路面具有足够的柔性，填土的沉陷不致造成損害，故並沒有特別尽力使公路路堤压实。直至最近，铁路路堤也是用松倒法筑成，而且在鋪上高品質的道碴之前，允許路堤在它的自身重量下經過數年的沉陷。

直至20世紀初叶汽車的迅速发展促成了硬面道路需要增加之时，未压实的填土的沉陷並不引起任何严重的不方便。很显然，混凝土路面在未压实的填土上面是要破裂的，而且其它高級路面将极不平整。由于需要避免这种不利情况，因而促成了既經濟又有效的土壤压实方法的发展。同时，土壤施工作业量的增加，也促进了压实方法的发展。

过去研究曾得到的結論是沒有一个压实方法是同样地适用于各种土壤的。而且，某种土壤按一定压实方法所能压实的程度大部是隨着土壤的含水量而定。当含水量达某一值叫做最优含水量时，則可得最大的压实程度，填土压实时使含水量保持着接近于最优含水量的方法叫做含水量控制。

目前，堆土时填土的含水量、压实程度和施用时期填土的物理性質之間的关系仍了解的极不完全。填土的强度、刚性和滲透的隨年代变化和隨含水量的变化，更应特別予以注意。故本节的其余部分都几乎沒有压实土壤的各項性質的資料。它主要是敘述施工方法。

有关本題的以下敘述中，現代的压实人工填土的方法可分为三类：无凝聚性土壤的压实方法，具有中等凝聚力的砂性土壤或粉沙性土壤的压实方法和粘土的压实方法。最后，論及天然土壤在它原来位置的压实方法。

无凝性土壤的压实方法

依据压实效果的逆減顺序排列，砂和砾的压实方法是振动、潛水和滾压。实用上也曾联合采用这些方法。

产生振动的原始方法是用手工具或气压工具来敲击，或用重錘从若干呎高度落下来夯击土壤。但是这些方法的压实效果变化极大，因为它大都隨着振动的頻率而定（見第19节和第43图）。如果振动的頻率 f_1 約較土壤的临界頻率 f_0 的一半为小，則跳动力仅能产生較小的沉陷。頻率的再增加可使沉陷量的大量增加和相应的孔隙率減少。如果 f_1 約等于 f_0 ，則沉陷量約为与跳动力相等的靜荷重所引起的沉陷量的20倍至40倍。

为了产生最大压实程度，振动机必須在一定頻率下操作，这种頻率是隨土壤种类的不同而異。故曾企图創造可以調节頻率的振动机。在德国曾制造24吨可变頻率的振动机，这种振动机是装在牵引机上（見第19节）。操作时，振动传递至面积为80平方呎的底板。用这种机械可使厚7呎土层压实，它的工作效率約为每小时5,000平方呎。

灌水压实法是依据渗透水的渗透压力可以破碎不稳固的颗粒群的事实。它远较振动的压实效果为小。为了使公路填土压实，曾采用两种不同的灌水方法。第一种方法是將砂土沿着建筑地面的两边堆积成砂堆，用射水在每平方呎为60至75磅喷射压力作用下把这砂堆上的砂土冲至中心地段。这样筑成的沉积土稍带有水力填筑的性质。第二种方法是在建筑地区上积水成浅池，使水渗入过去堆置的砂土内，并由填土的趾脚处渗出。用这两种方法，每立方碼砂土約需1.5立方碼的水。比較灌水前后的填土孔隙率，可知無論用那一种方法所得的压实程度都是比較低的^{50.1}。但是，对于灌水的压实效果的意见仍是分歧的。

无凝性土壤采用滚辗的压实方法是比較沒有效果的。如果实际上是饱和的砂土，則可得最好的結果。但是淨砂中的水分流出过快，故实际上不可能保持饱和状态。

美国常用爬带牵引机拖拉滚辗来压实砂填土。操作时，加水于填土内。牵引机馬达的振动組成了这种压实方法的重要部分。如果砂土在某地点堆积厚度不超过1呎的土层，則用这设备常需辗压到6至8遍，才可以达到中等的压实程度^{50.2}。

中等凝聚力或粉沙性土壤的压实方法

土壤的凝聚力增加，則振动的压实效果大減，这是由于各颗粒之間的微弱粘結力妨碍了它們轉入較稳定的位置。而且，灌水的压实方法对于低透水性的土壤不起作用。另一方面，用滚辗逐层压实的方法曾得到很滿意的結果。

常用的滚辗有两种：气胎滚辗和羊足滚辗。气胎滚辗最适用于无塑性粉沙和粉沙性土壤，羊足滚辗用于凝聚力較小的塑性土壤最有效。

气胎滚辗是由許多汽車气胎装在一对車軸上組成，其中一个車軸在另一个車軸之前。这装置加重后，能在車軸上至少产生每呎225磅的压力。最好的工作方法是在4至6吋厚的土层上滚压8至10遍。

羊足滚辗的表面装有稜柱形附着物或羊足，每平方呎的滚辗面积內約一个羊足。土填施工中通常采用的滚辗的直徑約5呎，長約8呎。加重后的重量約17吨。羊足从滚辗伸出的长度为6至9吋，面积为7至12平方呎。按羊足的大小，接触压力約自每平方呎300至600磅。公路路堤压实时是广泛地采用稍小和稍輕的滚辗，而依据实验也曾成功地采用較大和較重的滚辗^{50.3}。采用普通工具时，压实前的土层厚度必須不超过10至12吋。所需的滚压遍数必須在現場上举行小型填土辗压試驗来决定。滚压8至12遍通常可得滿意的压实程度^{50.4}。

不論压实工具的种类或土壤的凝聚力性怎样，压实方法的效果在很大程度上是取决于土壤的含水量。这一点尤其适用于几为无塑性的均匀的細粒土壤。如果含水量並非恰等于最优含水量，則这些土壤完全不能压实。

测定最优含水量的最通行方法是和蒲洛克托压实法相同或是从这个方法引出^{50.5}的。依照原来的方法，土样是风乾、弄碎、并用4号篩分成两部分。以少量水分潤湿重約6磅的較細部分，並彻底拌和，以造成潤湿的土料，然后分为三等分的土层把这土料装入一定尺寸的圓柱筒內。以标准落錘由落高1呎夯击25次击实每一层土料。把圓柱筒填滿並在筒頂削平后，測定筒內濕土的重量和含水量。依据这些数值，就可以計算每单位体积內土粒的重量，这就是乾么重。乾么重是土壤密实程度的指标。

依据同样方法，測定此后較濕土样的乾么重，直至压实后乾么重隨含水量的增加而

有显著减少时为止。然后绘制干么重和含水量之间的关系曲线。依据标准蒲洛克托试验所得的最优含水量就是最大干么重时的含水量。

在现场上和试验室内, 最优含水量不仅取决于土壤性质, 且取决于压实方法。而且土壤在现场上任何压实方法可用重量极不相同的工具来进行。目前多趋向于采用重型滚碾^{50.3}, 而且, 重量的增加则相当于最大压实程度的含水量减少。故没有那一种标准试验(包括蒲洛克托试验)能期望产生普遍的真实结果。关于最优含水量的肯定知识仅能用工程上所采用的压实工具举行大型的现场试验来求得。

有个时候曾努力于创造出许多室内试验方法, 以摹仿现场工具的普通式样, 使它较蒲洛克托试验所得者为接近。这些工作曾引起原有方法的各种改进, 但是尚未求得普遍承认的建议。

第161图是各种土壤的干么重和含水量之间的典型关系曲线。它们是用标准蒲洛克托法求得的。曲线a是砂和粘土混合物的干么重和含水量的关系, b是压缩性小的粘土, c是压缩性小的均匀粗粉砂, d是压缩性大的粘土。

如果现场土壤的含水量较最优含水量为大, 则必须使土壤有机会干燥。如果含水量较最优含水量为少, 则必须在取土坑加水, 或在夯压前洒水。如能合理注意, 则通常可使含水量保持在最优含水量的2或3%的范围内。但是对于稍带凝聚性的均匀的无塑性土壤, 它的含水量较接近于最优含水量是需要的。

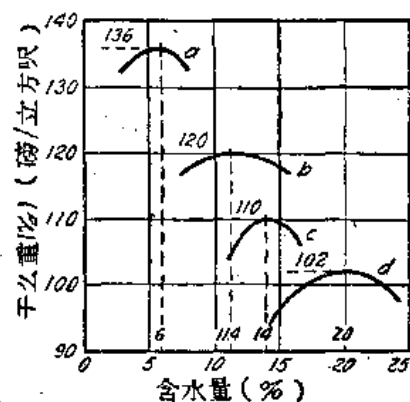
用惯常的取样和试验方法, 可以检验现场土壤的么重和最优含水量^{50.4}, ^{50.6}。为了测定么重, 可在已压实土壤内挖一孔, 它的体积至少是1/20立方呎; 在水分因蒸发而损失之前, 细心收集挖出的土料, 并称出它的重量。挖出土料的体积通常是用疏松状态的

干砂倒填孔内来测量, 但是这种砂土的么重是预先测定的。砂土从盛器内倒出; 在灌填孔穴前后, 秤出盛器的重量。测定浅盘内土样放在热板上烘乾所损失的重量, 就可以很快地求得含水量的近似值。但是, 对于某一工程上有了适当经验之后, 工作人员就可以从土料的外貌和组织十分精确地估计含水量。在某些情况下, 含水量可以方便地用小型贯入设备来测定, 这种贯入设备叫做塑性针^{50.5}。如果填土所用土料的性质变化很大或者如果这工程处在多雨地区, 则为了符合含水量的要求可能使填土施工费用大增。

土壤压实时的含水量对于已压实土壤的一切物理性质(包括渗透性)都是有影响的。经验指出, 最初含水量从稍低于最优含水量增至稍大于最优含水量会引起渗透系数的大减。这种减少似随土壤的粘土含量增加而增加。泥山坝的心墙土料内含带有大量蒙脱土含量的粘土达3%, 最初含水量从最优含水量以下的2%增至最优含水量以上的2%时, 渗透系数约减少10,000倍^{50.7}。这样大的影响可能是一种少有的例外情形, 但是即使影响远较此为少, 也应予以注意。

粘土的压实

如果取土坑内粘土的自然含水量并非接近于最优含水量, 则使它变成最优含水量是



第161图 各种土壤的干么重和含水量的典型关系曲线

- (a)含有少量粘土的优良级配砂土; (b)塑性小的粘土; (c)无塑性的无机粉砂; (d)塑性大的粘土。

很困难的。尤其是含水量过大之时，更加是这样。故工作人员不得不采用接近于所遇到状态的粘土。

开挖机器是从取土坑取出块状的粘土。单独的粘土块不能用上述的任何方法来使它压实，因为历时短的振动或压力，都不能使含水量发生较大的变化。但是，用羊足滚辗来缩小土块之间的空隙是有效的。如果含水量稍大于塑限，则可获得良好的结果。如果含水量很大，则粘土会粘住滚辗，或滚辗会陷入地内。如果含水量很小，则土块并不能变位，空隙仍保持原有大小。

如果堤坝施工中采用比较坚硬的粘土，则它和水接触时的膨胀作用会产生继续膨胀的危险。如果膨胀量不等，则会形成裂缝，因而粘土的结构要崩离，斜坡便开始脱坡。根据目前的知识，用经过重载的预先压缩粘土和膨胀指数大的粘土(第13节)，来作土堤材料是有问题的。如果(13.5a)式的 C_u 值约大于0.07，则这种粘土会有极大的膨胀。

如果填土是由预先压缩的粘土块经过滚压而成，则制备填土在开始状态时的粘土代表性土样，也可以研究这种填土的膨胀性质。把每一土样放在固结圈内，并于其上加一压力等于填土某些地点的粘土将要承受的压力。然后加水在土样顶面和底面的透水石上，并测量它的增大体积。从它的膨胀趋势，可判断土料是否适用。

膨胀试验的进行和试验结果的解释需要丰富的经验，所得的结论不能毫无条件地接受。例如，高度大于100呎的若干土坝曾经成功地用粘土筑成。粘土的 $C_u=0.09$ 。所以，至今尚没有普遍的适用法则。

英国及其殖民地的土坝曾用比较透水的外壳和塑性粘土心墙筑成，粘土心墙的稠度是粘土能用罐来处理 and 填放。为了便于把粘土罐起，粘土的含水量约保持在液限和塑限之间的一半。如果取土坑内粘土的含水量较小，则把它放在拌土机内和水混合。这方法通常用来处理伦敦市给水工程的蓄水坝作为心墙的粘土。按这方法建筑的不透水断面叫做粘土浆心墙。此处粘土浆一词的含义不可与美国所用同一名词的含义相混，后者是指抛入水内并经浸湿变得太软而不能罐起的粘土。

天然土体和现有填土的压实

天然土层和现有填土并不能逐层压实。这个事实说明它不能应用以前所述的大部分方法，因为使它压实的原动力必须在土体内部发生作用才能有效。对于某一工程，最适用的方法必须依据土壤性质来选择。

用振动法使无凝聚性砂土压实是最有效的。在大深度内产生振动的最简单方法就是打樁。打樁入松砂时，虽然樁挤紧了砂，但是各樁之间的地面一般是下陷的。例如长45呎的用就地灌制的混凝土樁打入地下水水位以下的细砂内，樁的中到中间距3呎，虽然樁的体积相当于1呎厚的土层，但是地面下陷达3呎。打樁可使砂土的孔隙率约从44%减少到38%。

在另一工程上，曾用打樁的方法来压实地下水水位以下深50呎的砂层。在可以随后除去的钢筒内，部分地填入砂、砾和乱石的混合物，然后打入地内。打入地内时，地面下陷约1.5呎，砂土的平均孔隙率从42%减少到35%。曾经用弹性波的传播速率测验方法进行压实程度的单独检验。压实后这速率约自普通松砂的每秒1,000呎增至相当于软砂岩的每秒4,000呎。由于打樁对最上土层并不起压实作用，故这工程曾用前述的24吨振动机来使厚6呎的上层砂土压实。

在同一工程上。曾經採用了第二種方法，叫做振動澆水法。產生壓實作用的工具是由振動機和注水入四周砂土的聯合設備組成。這振動機先利用射水放進砂層內所需要壓實的深度，然後逐漸提出。在向上移動的路程中，振動和射水的作用產生了壓實作用^{50.8}。這種操作方法使直徑8至10呎的圓柱形空間的砂土得以壓實，且耗費不大。但是這種方法最適用於淨砂。如果砂土內有粉沙和粘土的混合物，則結果不會滿意。

在極松的厚砂層內部的許多點上放置少量甘油炸藥進行爆炸，也是最好的壓實方法。離地面深在15呎和30呎之間的這種砂層內，曾用重8磅的60%甘油炸藥在深度15呎點火。爆炸所產生的振動使砂土孔隙率從原來的50%減少到43%。應用這種方法的先要條件和振動澆水法相同^{50.9}。

稍有凝聚性的砂性土壤和現有的凝聚性填土，也可以用打樁法使它壓實。但是這種土壤並不是因為振動和打樁的聯合使用而壓實的，而因為靜壓力使孔隙減少而壓實的。如果土壤在地下水水位以上，而且孔隙內大部充滿空氣，則打樁的壓實作用通常十分令人滿意。但是如果土壤在地下水水位以下，則這種作用隨著土壤滲透性的減少而迅速減低。為了易於排除水分，可裝置礫石排水井。例如在板樁圍堰圍填的疏松泥灰土填土用下列方法可以成功地使它壓實。把12吋直徑的鋼管打入填土內。每根鋼管的下端以松松附着的圓鋼板封閉，鋼管拉出時，這圓鋼板留於地內。鋼管打入泥灰土的底面以後，填以礫砂的混合料，並用蓋板密封。然後把壓力為每平方吋20至30磅的空氣打入鋼管內把管拉出。空氣壓力使軟土壤保持原有位置，並防止軟土壤擠入，而礫石則從鋼管落入孔內。用這種方法或同樣方法裝置入土內的砂或礫的垂直柱叫做砂樁。從砂樁內抽水或昇水可加速四周土壤的固結^{50.10}。

打樁時，地下水水位以下的軟粉沙變為半液體狀態。故打樁方法至少使這種土壤暫時變軟弱，而不能使土壤堅實。如果這種土層的壓實方法一定要切實可行，則僅能採用第47節中的一些排水方法。這種方法也適用於軟粘土層。在一種情形中，把熱空氣抽入一系列的廊道內可促進排水^{50.11}。在另一些情形中，把水從粘土內的積水砂層中抽出。粘土內存在這種砂層時，可用固結理論和固結試驗結果來估計固結速率和最後孔隙比。第108圖的曲線可用來估計固結速率。

參考文獻

50.1. W. Loos, Comparative Studies of the Effectiveness of Different Methods for Compacting Cohesionless Soils, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. III, pp. 174-179. 試驗指出澆水壓實方法較為無效。

50.2. *Compaction Tests and Critical Density Investigation of Cohesionless Materials for Franklin Falls Dam*, Appendix BI, Embankment Compaction Tests on Cohesionless Material, Corps of Engineers, U. S. Army, Boston 1938.

50.3. O. J. Porter, The Use of Heavy Equipment for Obtaining Maximum Compaction of Soils, *Tech. Bull.* 109 (1946), Am Road Builders Assoc.

50.4. L. W. Hamilton ET AL, Compaction of Earth Embankments, *Proc. Highway Research Board*, Vol. 18 (1938), Part 2, pp. 142, 181.

50.5. R. R. Proctor, Four Articles on the Design and Construction of Rolled-Earth Dams, *Eng. News-Record*, Vol. III (1933), pp. 245, 248, 286-289, 348-351, 372-376. 載有蒲洛克托法的原始敘述。

50.6. H. F. Peckworth, Field Control of Compacted Earth Fill, *Civil Eng.*, Vol. 9 (1939) pp. 221-226.

50.7. A. S. Cary ET AL, Permeability of Mud Mountain Core Material, *Trans. ASCE*, Vol. 108

(1943), pp. 729-737. 試驗指出, 如果含水量小于最优含水量, 則已压实填土的渗透系数大增。

50.8. S. Steuermann, A New Soil Compacting Device, *Eng. News-Record*, Vol. 123 (1939), pp. 87-88. (又参考 *Report on Soil Compaction by Vibroflotation*, issued by Parsons, Brinckerhoff, Hogan, and McDonald, Engineers, New York, 1945.)

50.9 A. K. B. Lyman, Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives, *Trans. ASCE*, Vol. 107 (1942), pp. 1330-1348.

50.10. M. M. Fitz Hugh ET AL, Shipways with Cellular Walls on a Marl Foundation, *Proc ASCE*, Nov. 1945, pp. 1327-1353. 砂棧的叙述, 第 1336 至 1339 頁。

50.11. R. A. Hill, Clay Stratum Dried Out to Prevent Landslips, *Civil Eng.*, Vol. 4 (1934), pp. 403-407.

第51节 填土、土堤和土坝的设计

土工建筑物的主要类型

土工建筑物可分成 4 大类: 铁路填土、公路填土、土堤和土坝。各种土工建筑物不仅功用相似, 而且斜坡选择时所必须考虑的各种因素也相似。在以下选择斜坡坡度的讨论中是假定土工建筑物位于稳定的地基上。地基稳定性的条件和不良地基条件对于土工建筑物稳定性的影响在第 52 节中讨论。

铁路填土

过去在修筑铁路填土时常是把取土坑内的土料倾倒在路堤完成部分的尾端上。如果这种填土是永久稳定的, 则填土可以认为是满意的。由于未曾使用人工的压实方法, 故填土必须经过若干年的季节性作用才能把硬的路碴铺在铁轨下面。在这期间, 填土由于它的自身重量而沉陷。沉陷量约为填石高度的 3%, 砂填土高度的 4%, 含有大量粘土的填土高度 8%。为了防止填土两端路轨的陷落, 填土顶面标高常较理论标高高出预期沉陷量的距离。

用以上方法所修筑的铁路填土的标准斜坡是横 1.5 竖 1。但是如果填土的高度大于 10 或 15 呎, 並含有大量粘土, 则施工时或几次雨季以后, 它便会损毁。故实用上是把这种填土斜坡的坡角约自堤顶的 1.5:1 降低至堤底为 3:1。一般是由施工负责工程师决定, 粘土的性质是否需要使斜坡的坡角减少。由于未压实粘土的抗剪强度不仅取决于填土材料的性质, 而且也取决于土料的填筑方法和气候条件对于施工的影响, 因此並沒有更好方法是最合用的。但是, 即使是最有经验的工程师也可能偶然错误了土壤的性质, 因而填土断面便可能损毁。然后把斜坡加以修理, 为了增大它的稳定性可按下列两法: 先将填土趾部土壤除去, 然后沿填土趾部另筑一个低的填土; 或用乾砌圬工牆, 另可加筑硬心排水沟。

1930 年, 美国铁路已大部不用填土的鬆散倾倒填筑方法, 这是因为不用轨道的运土工具已迅速发展, 这种工具类似于土坝和公路路堤施工时所用的工具。惯常是用推土机或牵引机拖拉的挖运机将填土材料分散成层, 厚约 1 呎。因施工工具的压实效果, 故填土的沉陷大减。但是标准斜坡仍是 1.5:1。在高速度火车来往的路綫上某些新填土的施工中, 曾采用含水量控制和滚压的方法。它的作用主要是使填土在施工后填土不久就能正常使用, 而且必须认为这是一种特殊的方法。

不論施工方法怎样, 如果可取用的填土材料既有砂土又有粘土, 則最好儘量避免两种土壤混合。一部分砂土用在填土的上部, 其余砂土用在最高填土断面的外部或最低部分。

如果粘土填土的頂部變潮，則在來往車輛的影響下，粘土要擠入路礎的孔隙內。于是路軌沉陷。如果路堤頂部是淺槽的形狀，則必然積聚水份，而且使路基土壤更軟化。這樣下去，維持費必然增加。在新填土上，把填土上層數呎壓實，並使粘土面有顯著的冠高，就可以使新填土支承路軌的情形較好。對於現有填土，有時可用洋灰漿注入路礎斷面的下面部分來防止路堤的逐漸損毀。洋灰漿可填充路礎的孔隙，並把粘土從路礎內擠出^{51.1}。

公路填土

美國各地公路填土的标准斜坡約在1.5:1和1.75:1之間。鐵路填土的中等沉陷量並不很重要，因為可在枕木下面另加路礎以抬高軌道，但是公路鋪面的底層高低不平，則可使公路路面損毀，或甚至使行車不便。故近代公路路堤常要細心壓實，並嚴格控制填土材料的含水量（見第50節）。用這種方法壓實的填土的性質主要取決於填土材料的物理性質。因此，依據取土坑土料代表性土樣的慣常室內試驗結果，可以可靠地決定某種土壤是否適合於修築公路路堤。

最近25年以來，起初公路局後來各州公路廳都曾企圖研究壓實填土材料的性質和它的指示性質的關係。這些研究結果一般可在實際應用中用以根據填土材料的最大壓實乾重和阿太堡限度數值來判斷土壤的性質^{51.2}。在決定某種土壤是否適用於修築路堤之前，把代表性土樣進行蒲洛克托試驗或當地實用的類似試驗（見第50節）。美國聯邦公路職員協會曾發表說明試驗結果的一般指南^{51.3}，但是詳細的解釋各州都不相同。第16表是州公路廳規定的典型示例。

第16表

填土材料壓實程度的規定

摘自俄亥俄州公路廳的施工和材料規範，1946

情況Ⅰ：填土高度10呎或10呎以下，
且無長期洪水的影响

情況Ⅱ：填土高度10呎以上，
或受長期洪水的影响

最大室內干重* (磅/立方呎)	最小現場壓實程度（以室內最大干重的百分數計）	最大室內干重* (磅/立方呎)	最小現場壓實程度（以室內最大干重的百分數計）
89.9和小于89.9	+	94.9和小于94.9	+
90.0至102.9	100	95.0至102.9	102
103.0至109.9	98	103.0至109.9	100
110.0至119.9	95	110.0至119.9	98
120.0和大于120.0	90	120.0和大于120.0	95

*最大室內干重是用標準蒲洛克托試驗來測定，見第50節。

+最大干重小于90.0磅/立方呎的土料是不適用的，不可用於公路路堤。

†最大干重小于95.0磅/立方呎的土料是不適用的，而且在情況Ⅱ規定下的路堤或在情況Ⅰ規定下的鋪面或基層的路堤頂部8吋的土層不可用這些土料。

除以上規定外，土壤的液限不能超過65%，而且，液限在35和65%之間的土壤最小塑性指數不能小于(0.6液限-9.0)。

顯然，第16表所載的各種規則並不是最後的。它們僅是消除選用填土材料時的猜測成分中的一個發展階段，而且無疑地由於經驗的積累，必須再予修改。尤其是使用粘性土壤的規範尚須予以很大的改進。例如第16表規定液限大于65%的粘性土壤不應用以修築填土的建築。但是某些地區的蓄水堤填高100呎和坡度2.5:1曾經成功地由液限較大的粘土造成。由最大室內乾重遠較第16表所規定的最小值95磅/立方呎為小的粘土所造成的蓄水堤也有著同樣的滿意結果。一般情形，如果現有规范要求拒絕使用約100,000立

方碼以上的粘土，而用較貴的代用料，則根據經濟條件全盤研究土壤和穩定性計算來決定是否要避免拒絕使用較廉的材料。這種研究的結果除了可用於當前目的而外，還可以結合施工時和施工後的觀測結果來作為修訂現有規範的一個可靠依據。

土堤

土堤是用來保護低地，以避免大水、暴洪或大潮的週期性泛濫。土堤和蓄水土堤的主要區別有三：土堤的臨水坡僅於每年數日或數星期浸在水下；土堤的位置取決於防洪的需要，而不受它的地基情況是否有利；填土材料必須取自土堤附近的淺的取土坑。這些情況使土堤的設計具有很大的不定因素。但是人類早期文明時期的某些地區就需要土堤，因此在這些地區的土堤施工方法已發展至很完善的境地。

如果取土坑地區內土壤的情況到處不同，則土堤的橫斷面的選擇通常必須依據將要使用的最不適宜土料的要求。還必須考慮施工人員對施工時間和施工方法有自由選擇之權。在某些土堤地區，土堤的填筑方法是嚴格控制的，而其它土堤地區則施工人員是可以自由選擇極不相同的施工方法的。施工方法對於土堤費用的影響主要是取決於人力勞動和機械動力兩種費用之間的比值。由於這個比值各國很不相同，故用最低費用修筑合宜的土堤，世界各地各有著不同的規則。

德國和荷蘭等國家，人的勞動力低廉，可細心使土堤夯實，堤坡可陡。另一方面，美國的密西西比河谷和其它各地，則並未使土堤夯實，因為，在美國的堤坡較坦緩的未夯實土堤，它的費用較斷面很小而細心夯實的土堤的費用為少^{51.4}。在歐洲和亞洲，許多粘土土堤的堤坡是2:1，而密西西比河兩岸的粘土土堤的臨水坡通常是3:1，背水坡是6:1。兩種施工方法都是由逐漸的經驗積累而產生的，而且在創造這兩種方法的地區所特有的情況下，它們都具有同等的功用。

在已存在土堤系統的地區內，土壤力學僅能有利地用以把施工經驗、管理經驗和筑堤土料的指示性質聯繫起來。由此所得的知識可以消除在鑑別新的取土坑土壤時的猜測成分。

除非土堤是位於從前沒有修筑過土堤的地區，否則穩定地基上土堤設計的理論方法難能保證可用。在這種情況下，依靠經驗的試誤法既慢且不經濟，而且由於已有的施工記載中很少載有筑堤土料性質的資料，故依據現有土堤系統的經驗是很難用作參考的。因此，設計人員不得不採用土堤設計中所用的方法。

地基土坑情況對於土堤和其它填土的穩定性的影響將在第52節討論。

蓄水土堤

如果水庫滿水時蓄水土堤損毀，則使生命、資財受到嚴重的損失。故蓄水土堤的設計必須使它沒有損毀的可能。由於填土土壤情況極不相同，它對於土堤的穩定性具有很大的影響，而且由於筑堤土料的不同，因此每一新的土堤的設計是一個需要單獨處理的問題。土堤的堤坡並沒有一定的標準。

土堤的設計必須滿足下列條件：土堤必須穩定，通過堤身的水量損失必須與土堤的功用不相矛盾，筑堤土料必須能在適當距離內取得。後一條件是選擇筑堤材料的重要限制條件。所幸任何一種土壤或者幾種土壤的組合材料都能用以修建一座合適的土堤。因此，設計人員所須考慮的問題，是最有利地利用可取用的土料^{51.5}。

均勻一致的土堤是僅能由穩定的並且不十分透水的土壤所造成。能滿足上述兩條件

的土壤可分成三大类：級配优良的粗粒土壤、粉沙和一定类型的粘土，其中第一类具有足量的細粒土料，足以降低渗透系数至一允許数值。这三类既不包括淨砂或淨砾，也不包括軟粘土。但如取土坑內既有淨砂又有軟粘土，則粘土可用以建筑一个实际上不透水的心墙以拦截通过坝身的渗透水流，沉积在心墙两侧的砂土可用以满足所需的稳定性。如果不能在合理的費用下取得較不透水的土壤，則必須用鋼筋混凝土牆或某些其它工厂制造的建筑材料来防止滲漏。

不論可取到的筑坝材料的性質怎样，用作土坝的土壤必須細心选择，而且在当地条件下必須儘可能避免土坝內的不規則变化。为了达到这种目的，必須規定取土坑土料的适当試驗，並規定土壤压实方法和公路路堤一样地严格。按这方法所建筑的土坝的設計是广泛应用經驗和理論两种方法的合理工作。如果不做这项研究工作，則由于缺乏土壤稳定程度的可靠知識，必須取用較土坝安全条件更多的土料並且用寬大的尺寸来补偿。故对于蓄水土坝，土壤的通盘研究經常是經濟的。

前段指出，稳定性計算是土坝設計中的一个必需步驟。稳定性計算之前，必須初步地选择土坝的尺寸^{51.6}。第一次試算时，可假定坝坡为第17表所示，这个第一次試驗必須根据稳定性計算来証实或修改。

第17表

土坝初步設計的坝坡

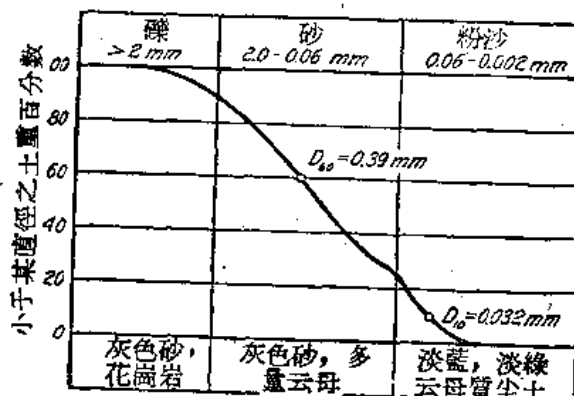
土 壤 的 类 型	上游坝坡	下游坝坡
均匀一致的級配优良土料。	2.5 : 1	2 : 1
均匀一致的粗粉沙。	3 : 1	2.5 : 1
均匀一致的粉粘土或粘土；高度約小于50呎。	2.5 : 1	2 : 1
均匀一致的粉粘土或粘土；高度約大于50呎。	3 : 1	2.5 : 1
砂或砂砾，有粘土心牆。	3 : 1	2.5 : 1
砂或砂砾，有鋼筋混凝土心牆。	2.5 : 1	2 : 1

稳定性計算的基本原理已詳見第42节。該节曾指出，稳定性計算需要有經驗和判断力並且要彻底熟悉理論原理。稳定性計算必須根据取土坑土料試驗的最不利結果，而不是根据試驗結果的平均值。理論的坝坡損毀安全因数决不可小于1.3，最好是1.5。

加拿大和美国在緯度42度以北的許多地方都有修筑均匀一致土坝所需的冰积粘土。原生冰积粘土和次生冰积粘土都能滿足于最正确的要求。虽然这种土料几不含有粘土，但是它的渗透系数是 10^{-6} 公分/秒左右，这值很低，故不需建筑心墙。羊足滚輾和巨型运土工具能使填土压实至乾么重大于120磅/立方呎，在这坚实状态下，它的內摩擦角至少是 38° 。第162图是典型的粒配曲綫。

如果可取得的筑坝土料主要是含有粗粉沙，則适当的含水量控制是很困难的。同时，这种控制是很重要的，因为即使已压实的筑坝土料的乾么重和最大乾么重稍有出入，但水位下降时这种土料要发生显著的脫坡現象。

設計的最困难問題是筑坝土料完全



第162图 特殊适合于修建均匀一致土坝的冰积粘土的粒配曲綫

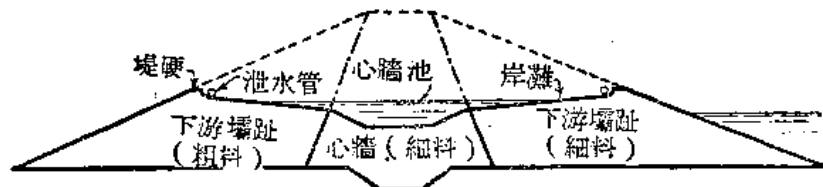
是粉質粘土或粘土。除了要进行稳定性分析而外，还必须另作其它研究，以决定粘土填土的较外部分逐渐湿胀时是否可使裂缝发生，而裂缝发生后迟早会发生脱坡。这种研究并没有一定的规则。但是，粘土的过大湿胀能力可使它不适宜于修建土坝。如果湿胀能力中等，则在上游坝坡盖上一层数呎厚的礫层就可以防止脱坡。设计中另一不能肯定的问题就是缺乏关于逐渐损毁对于碾压的粘土填土滑动面平均抗剪强度影响的可靠知识。最后，如果取土坑粘土的含水量远较最优含水量为大，则施工时的含水量控制是一个严重的问题。

由于缺乏粘土填土稳定条件的知识，而且粘土填土的损毁并不是不常见，故必须认为理论上的安全因数1.5是最低的要求。

不论均匀一致土坝的筑坝土料怎样，必须建筑坝趾倒滤工程来防止筑坝土料在下游坝趾的软化，见第102图。倒滤工程必须足够大，以避免浸润线 and 下游坝坡相交。约在半世纪以前，一些有经验的工程师已经认识到装置坝趾倒滤工程的必要性，但是装置这种工具在实际并未普遍接受，直至土力学在合理的基础上指出了这种倒滤工程对于下游坝坡的稳定性具有决定性影响时为止。在目前，坝趾倒滤工程一般已被认为是设计中的主要部分。

水填坝

如果可取得土料是一种级配优良的混合土，它含有石、砾、极粗砂以至细粉沙或粘土的各种粒径成分，则可以用水填法有效地建筑土坝。这种方法中，取土坑开挖在坝顶以上。用喷嘴压力为100至150磅/平方吋的强有力喷水来开挖土料，并由水槽或水管把土料冲洗至坝址。在坝址处，水槽安装在架构上，或沿着已填放的填土最外边缘上安放，见第163图。无论那一种方法，土坝增高之时，水槽必须随着向中心线搬移并升高。水和土的混合物沉积在平行于坝轴的两脊，一脊在坝的已完成部分的上游边缘附近，另一脊在坝的已完成部分的下游边缘附近。最粗土料沉积在外坡附近，细粒土料则冲洗并沉积在坝轴附近的心墙池。最细土粒是通过溢水受排除溢水管的上端在心墙池的水面上。故用这法所筑成的



第163图 水填坝的施工

土坝的成份是自坝坡的极粗土料变至心墙的较细土料。外坡粗料是有稳定性的，心部是较不透水的土料，它可以防止通过坝身的渗水损失。调整心墙池的水位，可使心墙内细粒土料的百分数控制至一定数值。

这种经济的筑坝方法的可靠性，曾因土坝常招损毁而稍失信心。某些损毁是由于稳定情况的不正确推测，其它损毁是由于心墙宽度的不适当控制。如果土坝外部是由具有少量粗粒土料的砂土组成，则必须注意有流动性滑动的危险，好像疏松的天然砂土的斜坡一样，见第49节。

施工时和施工后不久，心墙是在半液体状态，它的向外压力可使粗粒坝壳离开原来位置。故习惯上是假定心墙是一种浓液体，它的自重等于心墙土料的自重，并且规定坝壳必须能够支承这种心墙土料的侧压力。按照这个假定，理论上的坝壳损毁安全因数必须

是一。事实上，由于施工时心牆得到某些强度，故即使施工后不久，根据这种假定所設計的土壤的安全因数稍大于一。所得的增加强度是由于假定組成心牆的等值液体的么重減少。过了若干時間后，么重繼續減小，最后它变成为一个常数。心牆材料的真正么重通常約是110磅/立方呎。各种水填坝的压力盒观测曾求得等值液体的重量最后数值見第18表。在所有的情形中，压力盒讀数是很不規則的。故这些数值仅指出等值液体的重量远較心牆土料的么重为小。这两个么重的真正比值尚未知道。同样也不知道等值液体的么重是否和坝頂以下的深度无关。

曾經根据第41节的固結理論和心牆土料的代表性土样的固結試驗結果，試图計算水填坝心牆的固結速率和固結百分数^{51.7}。根据这些計算結果，粉質粘土心牆的水填坝坝頂的沉陷量必在許多年內逐漸增加；如果坝高超过100呎，則坝頂的最后沉陷量至少是若干呎。而且，心牆的最后含水量必隨坝頂下深度的增加而有显著的減少。但是粘土心牆的水填坝坝頂的沉陷量通常很小，而且施工后一二年內沉陷就停止增加，这是和上述理論的結論相反。而且，迄今的已有少量記錄曾指出，心牆土料的含水量事实上是和坝頂以下的深度无关。

这些观测指出，把固結試驗結果引伸到水填坝心牆所发生的固結过程是不正确的。理論和实际之間的差異，它的主要原因是由于心牆土料有复原性的硬化作用，可能还有沉淀时所发生的骨干結構(見第17节)。同样的研究指出，心牆土料的粒徑特性和它的穩定性的关系較之水填坝

施工早期的这种关系更是复杂。根据过去概念，心牆土料的稳定性必隨有效粒徑的增加而增加，而且理想的心牆

第18表 各种水填坝心牆土料的等值液体重量					
坝 名	德人坝	泰萊斯維利	金斯萊	福脫柏克	
粘土的百分数(<0.002公厘)	15	20	2	12	
等值液体的么重(磅/立方呎)	58	47	45	71	
有效粒徑(公厘)	<0.001	<0.001	0.01	0.001	

土料必須沒有任何粘土^{51.8}。但是第18表的資料指出，粘土含量为2%的金斯萊坝的心牆土料的等值液体重量並不較粘土含量为20%的泰萊斯維利坝有显著的減少。

根据这些观测和各种其它的观测，心牆土料的粒徑特性並不是那么重要，像过去曾經確認的那樣。水填坝的成功施工的最重要条件就是采用巨量的坝殼土料和在施工时严格控制心牆的寬度。

設計方法的綜述

铁路填土的标准斜坡是1.5:1，而且和这坡度不同的斜坡是比較少的。从前铁路填土是由末端倒土法来建筑的，因此並無努力于土壤压实。晚近的許多填土是分层填筑的，每层是由施工工具压实至某一压实程度。另一方面，近代公路填土的建築通常是根据含水量控制和压实方法的詳細规范。标准斜坡自1.5:1至1.75:1。对于任何一种填土，設計人員的主要任务是决定何种土料不适宜于用作填土材料。

在铁路工程方面，一般是由施工工程师作出这种决定。如果填土損毀，則必須重新修理。在公路工程中，除非填土材料符合于比較严格的标准，否則不予取用。依照这些标准，事实上防止了斜坡損毀的危險性；但这使得无条件地棄用一些粘性土壤，而这些土壤实际上是可以适用的。如果現有标准需要棄用大量粘土，而这种粘土較之根据标准可以采用的最廉价代替土料便宜，則比較經濟合理的是依据室內試驗和穩定性計算来研

究粘土是否能安全地使用。

在土堤設計中必須考慮除了室內試驗結果所示以外的各種因素，不論取土地區的縱剖面是否均勻或不規則，筑堤土料必須自土堤附近的淺取土坑內取用。由於實際上難于將透水土料和較不透水土料分開，故土堤的滲透剖面僅隨時隨地而異。而且，在許多土堤系統中，曾經發現填土材料不壓實，讓施工人員完全自由地去選擇施工方法，並使土堤有很平坦的斜坡以補償完成土堤質量的缺陷是比較經濟的。用上法修筑的土堤的設計主要取決於經驗。如果土堤建築在從來沒有建築土堤的地區，或者如果土堤必須保護人口特殊稠密的地区，則必須舉行大規模的土壤探驗和穩定性計算。在這些情況下，其它地區的土堤橫斷面僅能當作為設計的參考，因為許多舊堤的記載很少有可靠的土壤鑑別資料。

在蓄水土堤的設計中，為了經濟和安全起見，必須徹底研究土壤情況和對幾個初步擬定的橫斷面進行穩定性計算。土壤試驗必須包括第5表內的一切鑑別試驗，以及填土材料的代表性土樣的壓實試驗和三軸壓力試驗。如果一部分土堤或整個土堤是由粘土造成，則還必須舉行固結試驗和濕脹試驗。這些試驗結果的應用需要豐富的經驗和正確的判斷。

參考文獻

- 51.1 First Progress Report of the Investigation of Methods of Roadbed Stabilization, *Proc. Am. Rwy. Eng. Assoc.*, Vol. 47 (1946), pp. 324-353.
- 51.2. K. B. Woods and R. R. Litehiser, Soil Mechanics Applied to Highway Engineering in Ohio, *Bull. No. 99, Ohio State Eng. Exp. Sta.*, Columbus, Ohio (1938).
- 51.3. *Standard Specifications for Highway Materials and Methods of Sampling and Testing*, fourth edition, (1942), Am. Assoc. of State Highway Officials, Part I, pp. 33-34, designation M 57-42.
- 51.4. S. J. Buchanan, Levees in the Lower Mississippi Valley, *Trans. ASCE*, Vol. 103 (1938), Paper 2008 pp. 1378-1395, discussions, pp. 1449-1502.
- 51.5. C. H. Lee, Selection of Materials for Rolled-Fill Earth Dams, *Trans. ASCE*, Vol. 103 (1938), Paper 1980, pp. 1-61. 曾過分強調填土材料的粒徑特性的重要性。討論中曾指出本文的某些有疑問之處。
- 51.6. William P. Creager ET AL, *Engineering for Dams*, John Wiley & Sons, New York, 1945, Vol. III, Chap. 17, Earth Dams-General Principles of Design, and Chap. 19, Details of Earth Dams.
- 51.7. G. Gilboy, Mechanics of Hydraulic-Fill Dams, *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, Vol. 21 (1934), pp. 183-203. 心牆固結速率的結論并不符合於實際。
- 51.8. A. Hazen, Hydraulic-Fill Dams, *Trans. ASCE*, Vol. 83 (1920), Paper No. 1458, pp. 1713-1821. 原文和討論中載有水填堤的豐富知識。原文過分強調粒徑特性對於心牆的重要性質的影響。A. E. Morgan (1780-1785 頁) 的討論應特別注意。
- 51.9. L. I. Hewes, *American Highway Practice*, John Wiley & Sons, New York, 1942, Vol. I, pp. 171-194. 對於目前實用的公路填土的設計和施工的評論。
- 51.10. T. T. Knappen and R. R. Philippe, Practical Soil Mechanics at Muskingum, *Eng. News-Record*, Vol. 116 (1936), pp. 453-455, 532-535, 595-598, 666-669. 論述由極不同的各種土壤筑成的馬斯金格姆防洪工程的土壤。敘述土樣的採取、土壤分類、沉陷預測和含水量控制。模型試驗的實際價值很有疑問。
- 51.11. P. Baumann, Design and Construction of San Gabriel Dam No. 1, *Trans. ASCE*, Vol. 107 (1942), Paper 2168, pp. 1595-1634, discussions pp. 1635-1651. 敘述設計和施工，包括土壤探驗結果的綜述。填土材料的抗剪性質的測定方法尚有疑問。
- 51.12. L. J. G. Van Es, Investigations on the Suitability of Soil Types for the Construction of Dams with the Aid of the Consistency Values, of Atterberg (in German), 1 *Congr. Grands Barrages*

(Stockholm 1933), Vol. III, Rapport 21, pp. 125-131. 本文突出地说明了粒徑特性以外的其它因素对于粘土土壤稳定性的影响。但是本文的有关见解不能一般化。

第52节 填土地基的稳定性

地基損毀的类型

无论那时可能的話，填土和土壩是建筑在坚固的比較不可壓縮的地基土壤上。但是在許多地区內，铁路或公路的填土必須建筑在广闊的沼澤平原地区上或在复盖着軟粉沙或軟粘土的山谷上。不管地基土壤情况如何，土堤必須建筑在洪水河道的附近。有时土壩甚至也必須筑在下面有不好土料的地址上。所有这些事例中，填土的設计不仅必須适应于可取用的填土材料的性質，而且也必須适应于地基土壤的情况。

地基的損毀可按若干不同方式发生。填土可能整个地陷入支承土壤內。这种偶然事件叫做陷落損毀。另一方面，填土和它下面的土层可能在它下面的很軟粘土上鋪展或它下面的含有压力水份的砂或粉沙上鋪展(見第49节和第160b图)。这叫做鋪展損毀。如果填土用以壅水，則由于它的趾脚附近地面突然冒出泉水向后冲刷，它也可能发生管湧損毀。最后，如果填土位于极松的砂层上面，則由于这种砂土的突然液化，便可能发生地基損毀。但是这种損毀是很少的，可以用第50节內所述方法之一使砂土压实来防止它。管湧損毀將单独在第59节內討論。故本节仅討論沉落的或鋪展的地基損毀。

研究穩定性的方法

建筑在粘土层上面的填土，它在設计之前常必須进行彻底的土壤探驗工作，包括钻探、取样和試驗。探驗結果可使設计人員知道土壤的剖面 and 地基土壤的物理性質。下一步就是計算填土对于地基損毀的安全因數。計算必須依据第31节的平均应力方法。在正常情况下，除非施工时或施工后不久的地基損毀安全因數至少是1.5，否則地基情况並不能認為是滿意的。

填土地基的穩定条件和防止地基損毀的方法是按照下列次序討論的：很軟地基上或沼澤地基上的填土，十分均一的厚的軟粘土层上的填土，有十分均一的軟粘土夾层的成层地基上的填土和有砂夾层或粉沙夾层的粘土地基上的填土。前两种地基情况可能发生陷落損毀，后两种地基情况可能发生鋪展損毀。

在很軟的有机粉沙或粘土上的填土

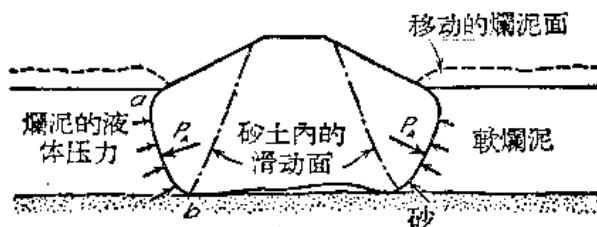
这种天然沉积土通常是在过去曾是淺湖或鹹湖的地区。这种淺沉积土的四边生长着泥炭苔蘚或其它沼澤植物。粉沙或粘土在悬浮状态下进入湖內，它們和沉积土四边冲进来的腐化有机成份混杂在一起。故这种水內的細粒沉积土是有很多的有机物含量。这种沉积土的自然孔隙比普通都大于2。它含有泥炭层，或埋藏在泥炭层之下。

如果这种沉积土的表面从未負荷过积土，則地基土壤不能支承高度大于数呎的填土重量。許多地区內，軟的沼澤土壤上复盖着一层垫土，厚約数呎，它硬于較深土层，而且可以由于紧密的根鬚网而有效地加强它的强度。这种垫土的作用像筏基一样，它至少能暫時承載若干呎高的填土重量。但是这种地基上的填土繼續在数年或数十年內大量沉陷，而且，已有的記載指出，它們可在施工后的較長時間內通过垫土而突然破碎。因此，如果是永久的填土，則垫土的連續性必須在建筑填土前預先破坏，使填土材料挤入軟土层內。

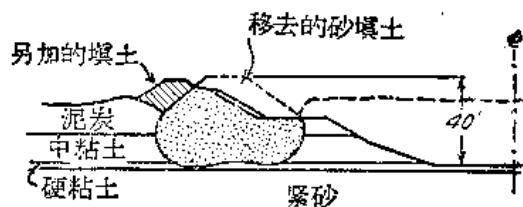
由于沼泽平原上各种修筑填土方法的費用和优点是取决于軟土层的厚度，故施工前必須制备好硬土层顶面的等高綫图。如果軟土层的厚度不超过5或6呎，則用清淤法来挖掉軟土层是經濟的。如果它的厚度較大，則通常最好是使沉落的填土来排挤軟土层。这个方法叫做挤淤法。

为了加快填土材料的挤入速度和减少填土的随后沉陷時間，可使填土堆筑至它的最后标高以上15或20呎高度，以后再把过多的土料除去。爆炸軟土层，也可使填土挤入。最近数十年內，爆炸法曾經达到很完善的境地；如果已知軟土层底面的位置，則填土建筑时所需的土料数量可在施工前相当精确地估計^{54.1}。

填土和它用挤淤法造成的填土底部的平衡情况見第164图。填土材料的主动土压力作用于接触面 ab 上。軟土料的液体压力和克服凝聚强度所需的力量的总和抵抗着 ab 的向左移动。如果暂时在填土上加重量或用爆炸法来帮助填土的挤入，則引起相应位移的力量远大于施工后 ab 面上所作用的力。而且，填土筑成后，軟土料恢复了在挤淤过程中所损失的一部分强度(見第4节)。故如填土断面类似于第164图的断面，則在施工后不久它的顶面的連續沉陷将变成无关重要。



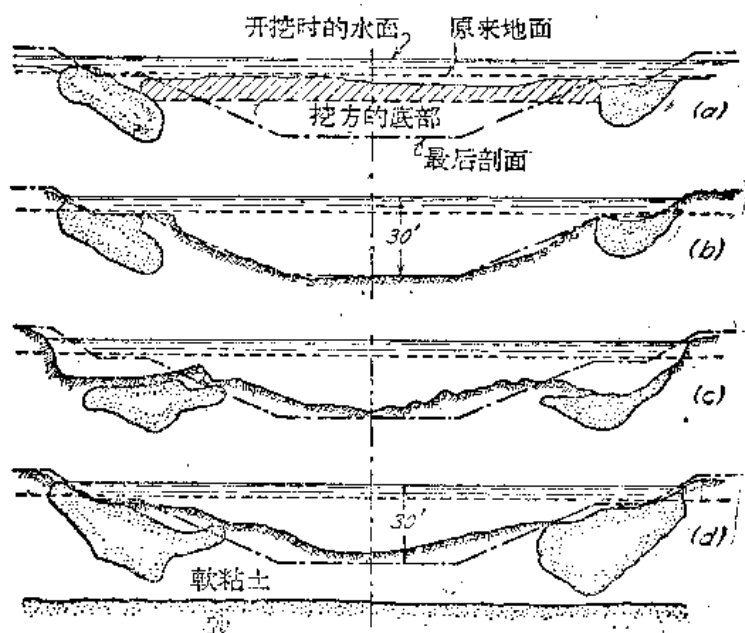
第164图 用挤淤法所修建填土的埋入部分的附近土壤上所作用的力



第165图 基尔运河的典型断面

1887至1895年間建造的基尔运河是成功地应用挤淤法的显著例子。在12哩左右的距离內，运河會修建于泥炭层和极軟的有机粘土层上，它們的厚度达30呎。在某些地段內，土壤很軟，人不能在上面行走。这地段內运河的建筑方法見第165图。在将来拟建的每条堤防中心綫的內側堆置砂填土，見图上虛綫所示。这些填土在寬濶条形地带內排挤軟土料几至硬土层。它們用作堤防的地基，並形成了运河最后边坡的最上部分。为了减少施工时滑动的危險，在填土堆置后六个月才开始开挖。但是在少数地点仍會发生了滑动。

其中一个滑动見第166图。这图是开挖运河中的四个連續阶段。第二阶段 b 之后就是第三阶段 c 的滑动，在这阶段，砂填土間运河中



第166图 在特別軟土层內开挖基尔运河的四个連續阶段

心綫移动。为了完成施工，必須傾拋更多的砂土(第四阶段 d)，因而沒有再发生事故而完成了开挖^{52.2}。

对于铁路和公路填土的施工，挤淤法是一种慣常使用的方法。緬因州伯薩緬魁头工程，它的橫越科白梭克海湾的高約100呎的堆石壩的施工就是采用了这个方法^{52.3}。

在水平方向上具有較高透水性的軟土层可以在施工时用排水方法使它适宜于支承上层填土的重量。軟土层內放置倒滤井使井內水分流入填土底面的集水排水工程可以达排水的目的。加利福尼亚州公路局为了这种目的而采用的倒滤井，它的直徑約2呎，間距10至20呎^{52.4}。理論指出，减少倒滤井的間距可以使排水的效果大增。为了符合这个要求，瑞典公共工程部曾創造了一种方法，就是在极軟粘土內裝置縱橫兩方向的間距3或4呎的紙板排水管，它的排水速率快，而且成本极低。

均匀一致的軟粘土上的填土

以下的討論是假定粘土面很靠近于填土的底面，粘土层的厚度至少等于填土底寬的一半；而且土层是十分均匀一致的。

这种地基上填土的損毀具有沿着中点圓的地基損毀的一般特性(見第31节)。但是滑动面的最上部分是在人工填土之內，这部分的抗剪强度和較下部分的不同，稳定性計算的第一步是依据粘土层的抗压强度測驗确定較下部分的平均抗剪强度 S 。假定 ϕ 值为零(見第15节)， S 值等于平均的无側限抗压强度的一半。第二步是确定填土內部的滑动面部分的平均抗剪强度 S_2 。这个抗剪强度是凝聚力和摩擦力之和，或单独是摩擦力。在穩定分析中，真正的填土用理想粘土($\phi=0^\circ$)来代替，这种理想粘土的凝聚力等于 S_2 。第一次近似試算时，假定沿着中点圓发生損毀；但是真正的临界圓必須用試算法来决定。

通常要求地基損毀的安全因数至少必須是1.5。由于粘土平均抗剪强度的估計有不可避免的誤差，故这个安全因数是最低的。但是，为了满足这种要求，軟粘土上的高的填土必須具有很平緩的坡度。故如果高的填土也很长，則比較經濟的是再減少安全因数至1.2或1.1，並依据施工期間的現場观测結果来檢驗滑动可能性和局部修改設計来防止滑动。

通常在粘土上的填土发生地基損毀之前，填土一边的寬闊地带逐漸隆昇。接近損毀时隆昇速率增加。如果根据可能隆昇地区內一些参考点的週期性位置，在地面隆昇的初期檢查出这种隆昇，則可以在这些地区上盖一厚层填土来防止这种損毀。

因軟粘土地基的損毀所引起的滑动一般是发生在施工期間或在施工后不久，因为由于固結作用此后这地基的强度逐漸增加。如果已发生滑动，則通常可以用試井来确定滑动面的位置，並十分精确地計算粘土的平均抗剪强度。这样所得的抗剪强度可作为重新設計的依据。第167图是說明重新設計的方法。图上所示为有机泥粘土的沉积土上压实得很好的礫石公路填土断面^{52.5}。当填土頂部在它的最后标高以下8呎时，发生損毀有效重量为 W 的土体，繞O点轉动而損毀(見第12节)。滑动力矩是 Wl 。为了筑成填土，加一层礫石鎮压填土，它的重量是 W_1 ，它的作用綫距O点的距离是 l_1 。这鎮压填土的大小为使它的力矩 W_1l_1 和由于滑动面上抗剪强度的力矩之和，超过了已完成填土的滑动力矩的50%。已完工填土的断面見第167图之右。上面8呎是滾压的煤渣，以使填土重量儘可能减少。鎮压填土堆筑后，除了由于地基固結作用所引起的輕微下陷而外，並沒有其它移动。

填土在均匀一致的粘土面上成功地筑成后，由于它下面的粘土的固结作用，它的地基逐渐下沉。沉陷量可能极大^{52.6}。它必须依据第36节所述方法加以估计，并使填土的顶面筑至最后规定标高以上的相应距离处。固结作用进行时，地基的载重能力是增加的。

堆石防波堤的现场观测结果指出，这种填土的沉陷不仅取决于它下面粘土的性质，而且还在很大程度上取决于施工方法。在上世纪，填土是由抛大石于水中筑成。这种方法完全破坏了最上层粘土的结构，并使它下面的土料发生大的局部应力集中。这些填土的沉陷很大。意大利斯塔西亚海港的防波堤的旧有部分就是一个例子。第168a图是填土的断面。水深是33呎，软粘土的含水量接近于100%。荷重试验的结果指出，较深土层的无侧限抗压强度约为0.5吨/平方呎。1862年开始施工。为了不管它沉陷很快而把填土顶面大致保持在固定标高上，必须在填土中加入新的材料。因此又加速了沉陷。在50年内，曾经加

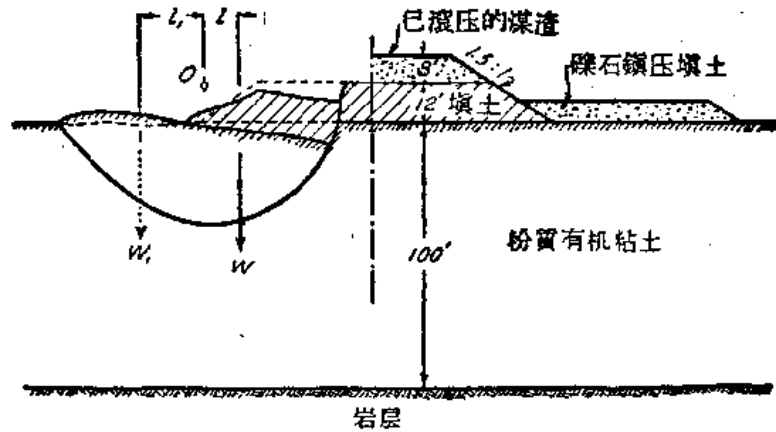
的材料相当于厚60呎的土层。沉陷增加时，填土底面的形状见第168a图。

1912年，开始建筑防波堤的新断面。为了防止新断面的过大沉陷，在原有烂泥面之下浅挖至7和16呎的深度以除去这种烂泥，并用粒径介于0.2和0.4公厘的砂来代替，见第168b图。故填土建筑时，石料就放在砂土上，而不致陷入粘土内，而且粘土内没有发生局部的应力集中。可能是由于这种做法的结果，故新填土的沉陷较之旧填土为小。在施工末期，它的沉陷量是1.7呎；9年后仅达2.7呎。智利法尔巴莱索海港和日本神户海港的防波堤建筑，都成功地采用了这种类似方法^{52.7}。

各种铺展损毁

铺展损毁仅在含有许多软粘土层的成层沉积土上的填土观察到。这种填土一般对于陷落是安全的，但是它们可能由于铺展而损毁。

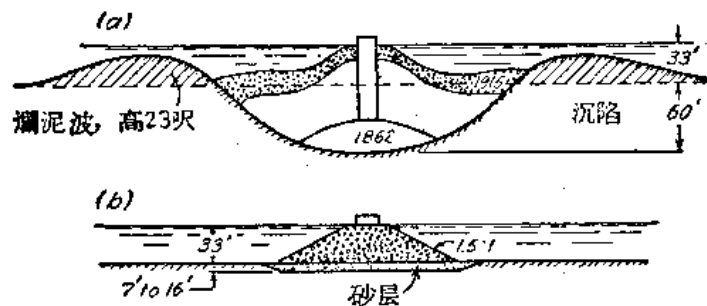
在最近20年内，曾经有六座较为重要的壩和若干座较为次要的壩发生过这种损毁。故粘土层上的填土的稳定性受到特别的注意。显著的铺展损毁是1928年加利福尼亚州的拉伐意得壩^{52.8}，1937年堪萨斯州的马歇尔溪壩^{52.9}和1941年康涅狄格州的哈得福特防



第167图 均匀软粘土沉积土上的砾石填土断面

左图是施工期间损毁的主要特点；

右图是用砾石镇压填土加以稳定的重新建筑的填土。



第168图 意大利斯塔西亚海港中在软粘土上的堆石防波堤用抛石法来建筑

(a)直接放在粘土上；(b)放在曾沉积在疏浚的浅挖方内的砂层上。

洪堤^{52.10}。

对于記載进行研究結果发现有两种不同类型的鋪展損毀。一种是填土頂面較慢地陷落。如果原来斜坡是平面，則損毀后斜坡是平緩的S形，見第160 a图，而且地面隆昇仅在坡脚以外的短距离內。英国倫敦附近的錢福特堤^{51.11}和拉伐意得堤是这种損毀的例子。另一种損毀則发生极快，且地面隆昇在从坡脚处的較大距离內。拉伐意得堤的高度是120呎，当它損毀时，它的堤頂在长度約500呎內，3天內下陷15呎。它的堤趾向外移动約20呎，地面隆昇仅限于自坡脚的短距离內。另一方面，哈得福特防洪堤的高度仅30呎，它不到1分鐘就損毀。它的堤頂在1,000呎以上的距离內下陷15呎。坡脚处一排板樁向旁移动60呎，地面隆昇在从坡脚約150呎的距离內。

实情記載的分析和損毀原因的研究指出，除非粘土层內含有連續的粗粉沙层或砂层，否則这种異常的迅速損毀不可能也不会发生。故粘土层的成层詳細情况是有决定的重要性，並且必須区别有极透水夾层的粘土和沒有极透水夾层的粘土。在以下討論中，我們將首先檢驗这两种粘土层的每一种的損毀原因，然后考虑这种土层上的填土稳定性的改善方法。

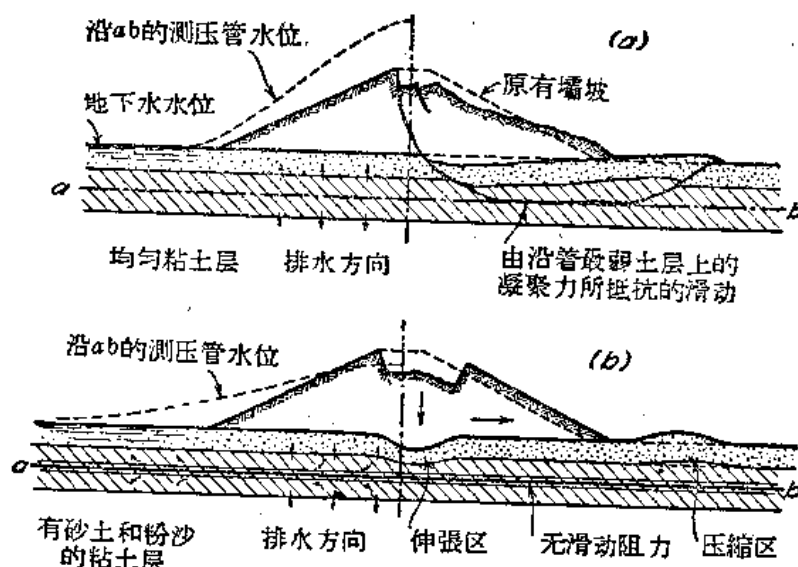
十分均匀一致的軟粘土层上的填土的鋪展

第169 a 图的填土下面的粘土层假定是完全均匀一致的。在开始进行填筑后不久，粘土开始固結，而且粘土层的頂面和底面附近变得較为堅硬。但是填土的中部附近，它的重量仍由超靜水压力所負荷，这种压力

見图左的測压管水面。这部分土层的粘土抗剪强度仍等于它的开始数值。故如果发生損毀，則滑动面沿着粘土层中部附近的一层最小抗剪强度的土层上发生。为了估計最小抗剪强度数值，必須进行抗压强度的測驗（見第45节）。因粘土的抗压强度在水平方向和垂直方向是不同的，故适当的凝聚。强度数值的选择需要依靠經驗、完善的判断和粘土层层次性質的徹底研究。明确粘土內真正沒有含有任何連續的砂夾层或粉沙夾层也是很重要的。

选择了适当的抗剪强度数值之后，可用第31节所述的有关組合滑动面的方法来求得滑动的安全因数。因为沿着滑动面的水平部分有了較大的抗剪强度，故可假定斜坡具有第169 a 图的 S 形的特性。

有砂土夾层或粉沙夾层的粘土层上的填土的鋪展



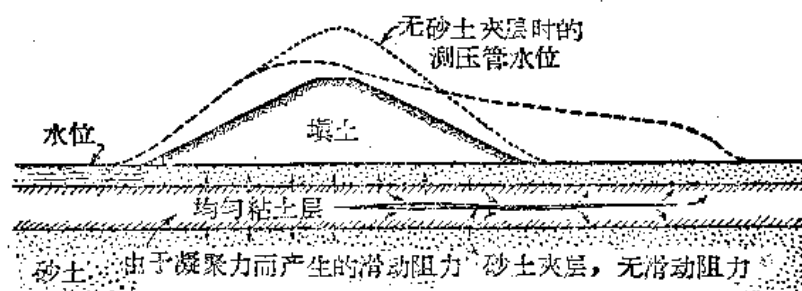
第169图 有薄粘土层的填土的地基損毀类型

(a) 粘土层內沒有水平透水夾层；(b) 粘土层內有透水砂夾层或粉沙夾层。

如果粘土內有十分連續的砂土夾層或粉沙夾層，則土層中心部分的過多水量不僅從這土層的頂面和底面垂直地排出，而且也由極透水的夾層內水平地排出，見第196b圖。故這夾層就成為大的超靜水壓力區域。在若干事例中，存在第196b圖的測壓管水位所示的這種水力情況曾在現場上用壓力盒觀測到^{62, 13}超孔隙水壓力和上層土壤及填土的重量之間的差值在坡趾處最大。在這些區域內，無凝聚性夾層的抗剪強度降低至零，抵抗填土鋪展的唯一阻力是滑動面以上和以外的土壤的被动土壓力。如果滑動力超過這壓力，則填土的外部整個地從中心部分向外移動，而且中心部分下陷成槽形，見第169b圖。由於土壤情況永遠不會剛好對稱於填土的中心綫，故僅在一側發生損毀，但是很難預測在那一側發生損毀。這種損毀的情形下陷特性，曾經一再觀察到。

滑動安全因數是取決於透水夾層內的超靜水压力的分佈，而後者則取決於滲透系數的許多未知的局部變化和其它未知的地質詳細情況。這些未定因素的實際複雜性見第170圖。曾經沿着這圖

所示的擬建填土的中心綫上打試驗鑽孔。由於在任何鑽孔中都未遇到透水夾層，故設計人員假定施工時的靜水壓力情況如測壓管水位的短虛綫所示。這些情況是



第170圖 填土下面粘土層內的透水夾層對靜水壓力情況的影響

正常的，而且它並不危及填土地基的穩定性。實際上，在右面填身下面的粘土層內有細砂夾層。由於靜水壓力通過這夾層自由傳遞，因此實際壓力情況是長虛綫所示，填土的損毀見第169b圖。

假如土層的地質情況指出粘土層內有極透水夾層，則損毀的危險僅能用斜坡極平坦的填土來避免，但是土方的費用較大，或者採用下段所述的施工方法來避免。

加強軟粘土薄層上的填土穩定性的方法

如果軟粘土層的底面是在地面以下深度小於5呎或6呎處，則最好是清除填土底面整個寬度內的粘土。否則設計人員可在兩種不同方法中選擇一種方法：可以規定填土的施工速率較之土層半高處粘土的固結速率為慢；或者採用倒濾井的設置來加速固結過程。不管粘土層是否有薄的透水夾層，都應該考慮這兩種方法的任一種。

為了採用第一種方法，設計人員必須瞭解土層內部的固結速率。不應該祇信賴計算，因為一些未注意到的地質詳細情況可使結果無用，例如有極多粘土的夾層存在。它僅可應用於初步估計填土建築的最大施工速率。為了避免損毀的危險，施工時必須用孔隙水壓力錶在現場上觀測固結的進展，並且必須使施工速率適合於觀測到的結果。由於它並沒有消除不可容許的施工延遲的可能性，這是一個肯定的缺點。

如果計算的結果指出正常的固結過程很慢而不能用來加強填土的地基，則必須考慮用垂直倒濾井來加速固結過程。這種方法前已述及。

綜述

在極軟地基上建築高的填土，可用下列兩法之一。第一法是用填土重量來排擠軟地基。為了避免施工後過大的沉陷，填土必須築至最後規定高程以上15或20呎的高度，並

在填土下陷后移去过多的土料。第二法是用倒滤井伸至软土层底部以加速固结。倒滤井使水排洩入填土底面的排水道。为了确定最经济的方法，必须备有软土层的坚硬底面的等高线图。如土层的厚度小于5或6呎，则最好是用开挖法移去软土壤。

在設計厚的軟土层上的填土之前，必須进行稳定性計算。这种計算必須采用平均应力法来进行。在正常情形下，陷落的安全因数必須規定为1.5。但是如果填土极长，則比較經濟的是依据安全因数1.2或1.1来設計，依据施工时地面隆昇的观测确定地基土壤內最弱地点的位置，並用厚的鎮压填土盖在隆昇地区。

如果填土筑于有軟粘土层的成层土壤上，則需要特別注意。由于这种地基土壤的稳定性曾估計过高，故曾发生了許多重大的意外事件。如果粘土层內沒有砂土夾层或粉沙夾层，則对于鋪展的阻力是取决于地基土壤內最弱土层的平均抗剪强度。由于特別軟弱土层並不一定是連續的，所以即使是細心的探驗人員也可能忽視了它們的存在。如果粘土內有砂土夾层或粉沙夾层，則对于鋪展的阻力主要是取决于夾层內的孔隙水压力。这种压力在施工时是变化的，而且精确估計它的大小是很难做到的。防止由于沿着这种夾层鋪展而发生的損毀，仅知有两种可靠的方法。这些方法就是施工时定期观测孔隙水压力，以檢驗产生危險的可能性，並且采取适当的排水措施来消除这孔隙水压力。

参考文献

52.1. *Blasters' Handbook*, E. I. DuPont de Nemours and Company, Inc., Wilmington, Del., 1942, pp 234-239. 应用爆炸法加速軟地基上填土的沉陷。

52.2. J. Filscher, *Construction of the Kaiser Wilhelm Canals* (in German), Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin, 1898. 用挤淤法的堤防設計和施工。

52.3. B. K. Hough, Jr., Stability of Embankment Foundations, *Trans. ASCE*, Vol. 103 (1938), pp 1414-1431; discussions, pp 1450-1502. 伯薩緬魁头潮水发电工程采用挤淤法所建筑的堆石壩的模型試驗和稳定性計算。

52.4. O. J. Porter, Studies of Fill Construction over Mud Flats including a Description of Experimental Construction Using Vertical Sand Drains to Hasten Stabilization, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. 1, pp 229-235.

52.5. E. V. Gottstein, Two Examples Concerning Underground Sliding Caused by Construction of Embankments and Static Investigations on the Effectiveness of Measures Provided to Assure Their Stability, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. III, pp 122-128. 发生破裂的粘土层內摩擦角的假定是任意的，而且是多余的。

52.6. Subsidence of Earth Fills as a Factor in Valuation, *Eng. News-Record*, Vol 86, pp 434-436. 铁道填土排挤軟土层的鑽探記錄。

52.7. M. C. Barberis, Recent Examples of Foundations of Quay Walls Resting on Poor Subsoil, Studies, Results Obtained, *XVI Intern. Congr. Navigation*, Brussels, 1935, second section, Ocean Navigation, third communication. 防波堤观测結果的理論解釋是稍有疑問的。这是部分由于海港爛泥的內摩擦系数是任意假定的。

52.8. Reconstruction of Lafayette Dam Advised, *Eng. News-Record*, Vol 102 (1929) pp 190-192. 鋪展損毀。

52.9. Foundation of Earth Dam Fails, *Eng. News-Record*, Vol 119 (1937) p 532. 堪薩斯州馬希爾溪壩的鋪展損毀。

52.10. Foundation Failure Causes Slump in Big Dike at Hartford, Conn., *Eng. News-Record*, Vol (1941), p 142. 很快的鋪展損毀。

52.11. L. F. Cooling and H. Q. Golder, The Analysis of the Failure of an Earth Dam during Construction, *J. Inst. Civil Engrs. (London)*, Paper 5324, No. 1, Nov. 1942, pp 38-55; discussions pp 289-304. 鋪展損毀。

52.12. K. E. Fields and W. L. Wells, Pondleton Levoo Failure, *Trans. ASCE*, Vol. 109 (1944), pp 1400-1413; discussions, pp 1414-1429. 并可參閱参考文献51.9第180~182頁，板軟地基上建筑公路填土的美国常用方法的評論，参考文献51.4，不良地基上堤防基础的扼要討論。

第九章 基 礎

第53节 建筑物的基础

基础的种类

基础是建筑物的一部份，它用以把上层建筑物的重量传递至天然地层。

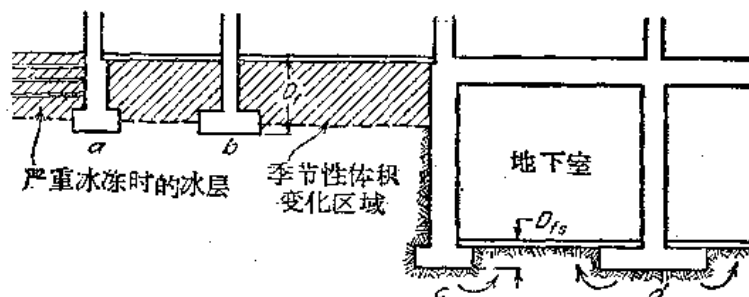
如果适宜于承载建筑物的土层是在較淺的深度，則建筑物可用扩展基础直接承载在这土层之上。但是如果上面土层太弱，則用承樁或墩台把荷重传递至較深处的比較合适的土层上。扩展基础有两种：如果单独平板复盖在上层建筑物整个面积下面的支承土层上，則这种基础叫做席基或筏基；如果建筑物的各部分是分别支承着，則这种单独的支承工程叫做扩展基脚，这个基础叫做基脚基础。支承一个单独柱的基脚叫做单独基脚；如果支承一群柱，則这种基脚叫做联合基脚，支承一条牆的基脚叫做連續基脚。

除非基础底面位于地下室下面，或者，如果建筑物是一座桥樑而它在河床床面下面，否則基脚或墩台的底面和地面之間的垂直距离就是基础深度 D_f 。在上述事例中，基础深度是根据地下室的地面标高或河床床面标高而定。基脚和墩台的主要区别是在于 D_f/B 的比值，其中 B 是底面的寬度。基脚的 D_f/B 值一般在0.25和1之間，墩台的 D_f/B 值則常大于57且可大至20。但是桥梁的單块支承工程，不論 D_f/B 值的大小，一般也都叫做墩台。根据 D_f/B 值，桥墩的设计是按设计房屋基脚或墩台的同一原理。

房屋基础的最小深度

决定房屋基础最小深度的条件見第171图，这图是房屋的一部分断面。建筑物的外部並沒有地下室，但是内部有地下室。

第一条件是基础的各部分的底面必須在受到干



第171图 中部下面有地下室的房屋的基脚基础的簡單断面

湿交互作用产生季节性体积变化的土壤深度以下。这深度常不超过4呎，但有显著的例外情况。其中之一見第21节所述的得克薩斯州中部某些粘土的季节性胀縮作用。虽然这些粘土很堅硬，可以支承每平方呎2或3吨的荷重而无显著的沉陷，但是季节性的体积变化使它必須減輕建筑物重量，并采用深度在20呎以上的墩台基础^{53.1}。在緬甸某些地方也曾观察到影响深度很大的同样的季节性体积变化^{53.2}。房屋附近大树的根系从地内吸收水分，也是重要的有危險性的不均匀沉陷的原因。

基础的每一部分的底面也必須在根孔或穴居兽类或蠕虫造成的孔穴使土壤結構有显著变弱的深度以下。从試坑的坑壁可以很容易地辨别出变弱地区的下界。

在气候冷而潮湿的地区內，外面的柱式牆的基础必須在冰冻作用能引起显著隆昇的标高以下，見第21节。在美国东北部，这深度可达5呎。故在外面的柱或牆較之内部的柱需要較深的基础。

地下室的地板一般是在沒有地下室的房屋的基脚所需最小深度以下。故在正常情况下，地下室范围内的最小基础深度(見第171图的c和d)祇取决于建筑的要求。祇有影响

基脚下土壤的完整性有可能发生之时,才需要考虑上述的例外情况。例如,深的鍋炉間周围是粘土,由于它的逐渐干燥引起了中等硬度的粘土上的房屋产生大的不均匀沉陷。因为鍋炉間内空气的湿度低和温度高,故粘土内的水份经过鍋炉間的混凝土牆壁蒸发。另一事例是劣質的污水管在基脚底面的标高下面,由于水分经过开口接縫渗入污水管,故細砂上的房屋基脚就发生沉陷。水分把砂土洗刷入污水管,由于地层架空,乃发生沉陷。故在决定有地下室的房屋的最小基础深度之前,必須考虑地基土壤的承载情况中在此后发生人为变化的可能性。

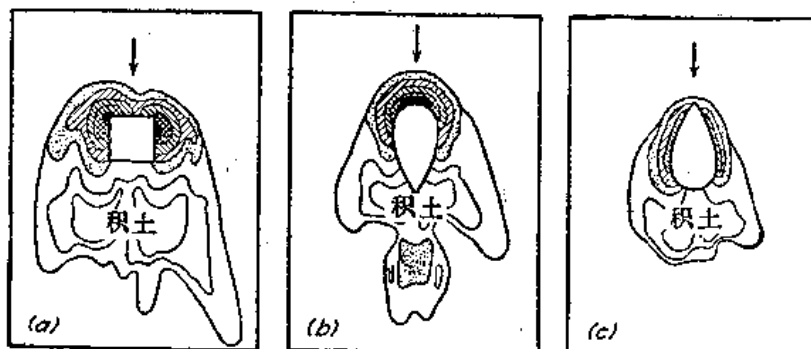
桥梁基础的最小深度

当河道的水位上漲之时,在河道的大部分长度及宽度上,組成河床的土壤便开始移动,河底降低,这就是冲刷。决定桥樑基础的最小深度的条件是基础的底面必須在洪水时河道可能冲刷到的标高以下若干呎。

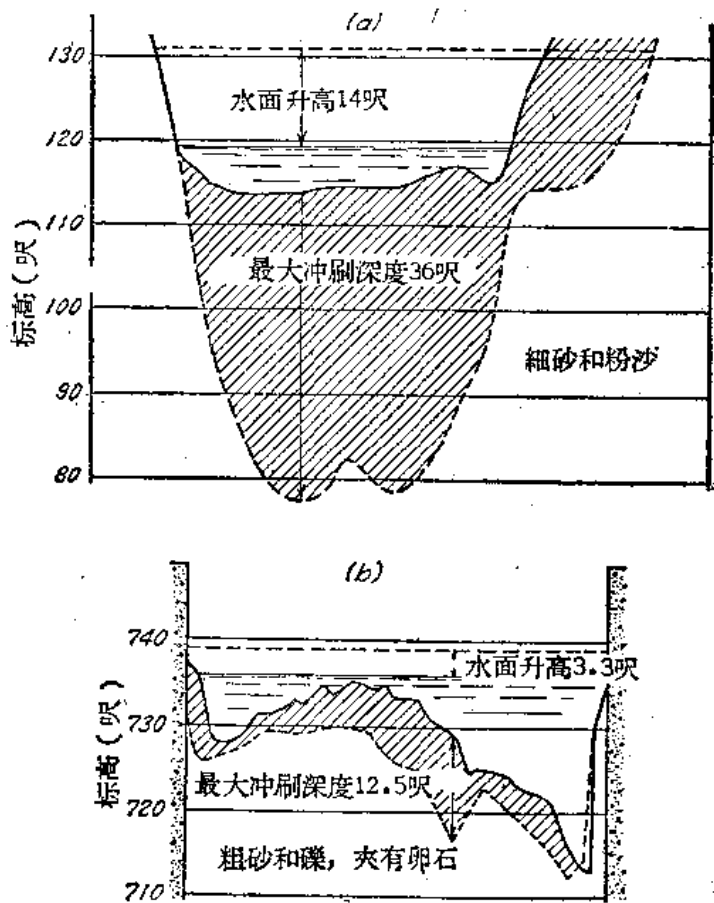
在有高岸或堤防防止洪水向两岸泛濫的河段上,即使河道上没有桥墩,冲刷也可能很深。这种可能性見第 172 图。

第172a图是亚利桑那州攸馬附近的科罗拉多河的断面。河床的土質是細粉質砂土和粉沙。当河水位升高14呎时,河底刷深36呎。第172b图是两桥墩之間的山溪的断面。河床的土質是粗砂和礫,夾有大量的大卵石。水面升高3.3呎时,河床冲深2至12.5呎。

桥墩的阻碍水流增加了冲刷深度,特别是在桥墩附近。桥墩形状对于冲刷形成的刷深



第173图 研究桥墩形状对于冲刷影响的水工模型試驗結果



第172图 洪水冲刷

(a)亚利桑那州攸馬附近的科罗拉多河河床, 没有阻碍物; (b)东阿尔卑斯山特留河, 在两个桥墩之間(水平比例尺=10×垂直比例尺)。

地形的影响見第173图。这資料是根据模型試驗的結果。

河床冲刷并未得到应有的注意, 因此由于冲刷而使橋墩損毀并非不普遍。即使是在似乎避免了冲刷危險的情形下, 也可能发生損毀。

科罗拉多州的湍流河道中，橋墩的底面是在河底以下10呎。在这深度处，河床內有大至8立方呎的漂礫，这些漂礫嵌挤紧密，如果不用爆炸方法就不能再往下开挖。故橋墩的底面就在这深度上。但是完工后第一次洪水就将橋墩冲毀。

美国东部海岸附近，橋墩筑在7呎厚的砾层表面下2呎，砾层上面盖有8呎厚的軟烂泥。在非常大水时，橋墩有显著的沉陷。水面降落后，砾层仍在烂泥以下。根据損毀的記載，沉陷显然是由于复盖的烂泥层完全冲去后砾石的冲刷。但是大水退去后，又沉积新的烂泥层。

在洪水有可能泛滥到寬闊地区的河道中，冲刷是不厉害的。局部地区的河床甚至还可能升高。但是橋樑一般是在不滿足于这些情形的地点。而且，在河道任一断面的最深冲刷地点是年年在一种不能断定的状态下移动的。

由于可靠的冲刷預測需要在河流水力学方面有成熟的和多种的經驗，故祇有这方面的专家才能作这种預測。由于在預測工作中有許多不可避免的不定因素，所以較大的安全因數是需要的。如果河工专家未做过冲刷的研究，而且岩石层或冲不动的土层很深，則最好把基础底面放在低水河床以下已知的最大河床淤高的四倍以上的深度处。

地基土壤的許可压力

任何基础必須符合于兩項独立条件。第一，基础陷入地基的安全因數必須不小于3，这是上层建筑物設計所慣常規定的最小安全因數。第二，由于不均匀沉陷量的建筑物基础底面的变形不可过大，以致建筑物受到損害。

基础陷入地基的安全因數和沉陷量之間并沒有一定的关系。故这两因素必須分別考虑。因基础陷入地基的安全因數的理論計算方法是简单的和可靠的(見第29节)，故地基設計不需重要修改就能应用这种方法。另一方面，沉陷量的大小和分佈的計算方法是麻煩的，而且在許多情形中，它是很不可靠的。由于这种事实，就决定了当設計必須依据沉陷的考虑时，地基土壤許可压力的估算方法。

由于一切物質(包括土壤和岩石)是可壓縮的，故任何地基都是要沉陷的。如果建筑物基础底面在沉陷时保持着平面，則沉陷量的大小是比較无关重要的。但是如果沉陷时基础底面变成弯曲，則建筑物便可能遭到損毀。由于上述理由，建筑物基础底面的沉陷量分佈远較它的最大沉陷量为重要。同时，这种沉陷量分佈的估算也是很困难的。

依据第36节，荷重面积的沉陷量大小和分佈是取决于荷重面积下面土壤的物理性質、荷重面积的大小、基础深度和地下水水位的位置。如果房屋放在基脚上，則由于各基脚下的土壤情况到处不同，所以沉陷量的估算更为复杂，見第45节。精确估算所有这些因素对于沉陷量的影响是很难做到的。故在正常情況下，設計人員不得不依据简单的半經驗法則去估計沉陷量。第36节的沉陷理論仅作为合理解釋土壤試驗和載重試驗結果和決定半經驗法則的适用范围的依据。祇有基础底面以下或樁群的樁尖以下的地基土壤有軟粘土层之时，精确的沉陷量計算才是証明可用的，見第54至56节。

決定沉陷量的半經驗法則是根据简单現場試驗(如貫入試驗)結果、单位面积上的荷重和現有建筑物的状况之間的实測关系。每一这种关系都是一种統計关系，它和平均值都有或多或少的出入。經驗指出，不論所有某类沉积物的地質来源和环境，这种沉积物所得的这种关系常較散乱，而地質上界限明确的地区內的这种关系則比較不大散乱。本書仅考虑前一种关系。由于較為散乱，故它們是設計中最保守的依据。因此，当在有限

面积内(例如大城市所佔有的面积内)进行大规模的施工操作时,以下数节所述的各项法则必须按照当地经验加以校核。如果认为这些法则对于这个特殊地区太保守,则必须加以修正。

例如依据下节所述的一种普遍关系,标准贯入试验求得砂土的 N 值是25,这砂土是中等密度的砂土;如果地下水水面在基脚底面标高的附近,则必须规定大基脚下的许可土壤压力约为2,400磅/平方呎。但是当地研究曾指出伊利诺州和印第安那州的州界附近密执安湖南端的砂土沉积物的 N 值是25,而实际上它是紧砂,因此大基脚下砂土可以安全地承载3,000磅/平方呎的荷重。

在制定当地的法则以前,为了安全起见,需要根据较保守的普遍法则来设计。由于这种步骤需要增加额外的费用,因此,为了制定当地法则而积累观测资料是一种很必要的措施,而且应加以鼓励。祇有这样,工程师才能充分利用当地主要土类的有利性质。

以下数节将述及使四种主要基础型式符合于地基土壤情况的方法。

参考文献

- 53.1. 见参考文献 21.2. 在很深处土壤的周期性干湿作用对于得克萨斯州中部地基情形的影响。
- 53.2. 见参考文献 21.3. 同前,但在缅甸。
- 53.3. Lorenz G. Straub, *Mechanics of Rivers*, in *Physics of the Earth—Part IX, Hydrology*, edited by O. E. Meinzer, McGraw-Hill Book Company, first edition, New York, 1942, pp 614-636. 河床的季节性变化的一般讨论。
- 53.4. K. Terzaghi, Failure of Bridge Piers Due to Scour, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. 1936, Vol. II, p 264. Discussion by Irving, B. Crosby Vol. III, p 238.
- 53.5. E. C. Murphy, Changes in Bed and Discharge Capacity of the Colorado River at Yuma, *Ariz. Eng. News*, Vol. 60 (1908), p 344.

第54节 基脚基础

惯常设计方法的起源和缺点

基脚基础设计的最重要步骤是求出施加于基脚下土壤的最大压力,而承载荷重的土壤不致损毁或发生过大的沉陷。选择这种压力的现今方法是起源于数年以前。它们是比较方便的方法,但是有着许多缺点。

十九世纪以前,大厦的构架工程的组成大部是许多强而稍有挠曲性的主墙,联以许多笨重而有同样弯曲性的隔墙;两种墙彼此相交成直角。由于这些房屋能够承受大的沉陷而不致损毁,因此它们的建筑人员除了考虑增加墙脚底面的宽度而外,很少考虑地基问题。如果地基土壤显然过软,而不足承载荷重,则把这些墙就放在樁基上。如果修建有圆屋顶、拱顶或笨重单柱的特别房屋,则由于既无一定规则又无经验可循,设计人员多把基础尺寸设计得太小。结果,许多重要房屋不是坍倒就是由于后来的加固工程而使房屋外貌改变。

19世纪的高度工业发展,需要大而成本低的房屋。已有的房屋对于不均匀沉陷量更较往昔的房屋为灵敏。而且,许多工业房屋的最有利地址是在过去由于土壤情况很不好而不拟建筑的地方。故设计人员必须寻求在所有土壤情况下都适用的可靠方法,使房屋的各个基脚尺寸按比例相称,以便接近于同一的沉陷量。

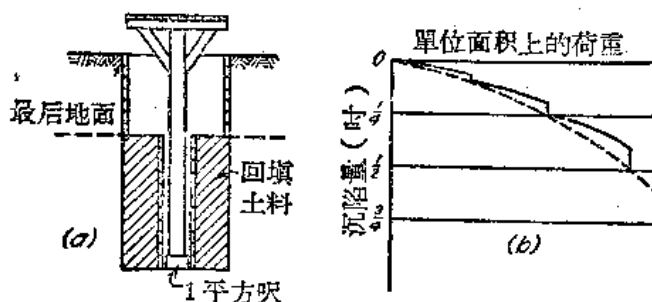
为了满足这种要求,1870年曾在几个不同国家内建立了“许可土壤压力”的概念。这个

概念所根据的明显事实是在很相似的土壤情况下，传递大压力至地基土壤的基脚的沉陷量一般较传递小压力者为多。设计人员考虑到上述事实，他们开始观测基脚施加各种不同压力在地基土壤上时，各基脚承载的房屋的情况。所有这些房屋凡是由于沉陷而有损害迹象之时，它们的基脚下的压力对于某种土壤情况都是过大的。因此，建筑物不致损毁时的最大压力可以认为是设计的满意依据，这压力就叫做许可土壤压力或许可载重能力。用这纯经验方法所求得的某地区的每类土壤的许可载重能力搜集于许可土壤压力表内，以后就编入作为该地区的控制施工的建筑规范。第19表是录自美国几个城市的建筑规范。

虽然大部分现有建筑规范载有许可土壤压力表，但是这些规范并无各种数值的来源的说明，或者对于“许可土壤压力”一词的意义未予任何解释。这种省略曾使人相信，如果各基脚下土壤的压力等于它的许可土壤压力，则房屋的沉陷量是均匀的，而且是不重要的。并且相信荷重面积的大小和房屋的式样是不重要的。因此有些工程师甚至错误地认为基脚下压力等于许可土壤压力的房屋是完全不会沉陷的。

许多根据许可土壤压力表来设计的基础是曾经十分令人满意的，但是这些结果也曾时时使人失望，而且建筑物曾发生过大的沉陷。由于工程师们认为如果不超过许可压力，基脚就不会显著地沉陷，故他们就把房屋的损毁归罪于土壤分类的错误。他们以为选择许可压力的错误是由于现场上说明土壤所用的名词和建筑规范中所用的名词含义不同。为了避免这种困难，就逐渐地变成习惯，根据载重试验结果来选择许可土壤压力。

载重试验是按微小增量增加承重板上的荷重，并测量相应的沉陷量。承重板放在和基脚底面的标高相同的坑底上。随着主持这项试验的工程师的选择，可用箱子围绕于承重板的四周，并于坑中回填至最后地面标高（见第174a图），或者开挖的试坑很大，承重板放在水平面积的中央。试验结果是用荷重和沉陷量之间的关系曲线来表示，它和第174b图类似。以下数段将讨论两种最普遍的载重试验方法和试验结果的应用。



第174图 (a)确定承重板上单位面积的荷重和沉陷量之间的关系试验布置，这试验是许可土壤压力选择的依据；(b)若干惯常采用的载重试验结果制图方法之一。

第一种试验方法是在探验人员所选择的任何大小的圆形或正方形承重板上加荷重。每单位面积上的许可荷重 q_a 是用损毁时承重板上平均压力的几分之一来表示，例如二分之一。由于某些理由，这种方法是值得批判的。第一，如果荷重和沉陷量之间的关系曲线类似于第72图的 c_2 ，则没有一定的破裂荷重。第二，任意的荷重面积大小对于每单位面积上的最后载重能力是有很影响的（见第29节）。故两位不同探验人员应用这种方法后，对于同一土壤可以得到很不同的 q_a 值。

第二种试验法是在一平方呎面积的承重板上加荷重。许可荷重 q_a 是随意规定为承重板的沉陷量为0.5吋时的荷重的一半（采用公制的国家是惯常采用接触面积为0.1平方公尺或1.08平方呎，沉陷量为1公分或0.4吋）。虽然这方法是随意决定的，但是两位不同探验人员对于同一土壤至少可求得同一的 q_a 值，故这方法较可采用。

尚有許多其它的载重试验方法和应用它的结果的許多其它方法。但是不論采用什么

第19表

各种建筑规范的许可土壤压力

地基土壤的性质荷重 (吨/平方米)	亞 克 隆	亞 特 蘭 太	波 士 頓	芝 加 哥	克 利 夫 蘭	丹 佛	路 易 斯 維 利	明 尼 阿 波 利 斯	紐 瓦 克	紐 約	太 平 洋 岸	菲 列 得 爾 非 亞	波 特 蘭	利 察 蒙 1908	聖 路 易	聖 保 羅	杰 克 遜 維 利	建 議 的 紐 約 范
	1920	1911	1926	1924	1927	1927	1923	1911	1924	1922	1928	1929	1924	1912	1917	1910	1922	1929
1. 流沙或冲积土	1/2	—	—	—	1/2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2. 磚土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1/2	—	—	—	—	—	—	—
3. 軟粘土或湿粘土, 至少厚15呎	1	1	—	1 1/2	2	—	—	1	1	1	—	1	1	1	—	—	1	1
4. 軟粘土、砂、壤土或粉沙	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—	—	—	—	—	—
5. 軟粘土和湿砂	1 1/2	—	—	—	1 1/2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	—	—
6. 砂和粘土的混合物或彼此成 层者	—	2	—	1 1/2	—	—	—	2	2	2	2	—	2	2	—	2	2	2
7. 硬粘土	—	—	—	—	—	—	—	—	2	2	—	—	—	—	—	—	—	2
8. 湿砂	—	—	—	—	—	—	—	—	2	2	—	—	—	—	—	—	—	—
9. 干粘土和砂	2	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	—
10. 湿細砂	2	—	—	—	2	—	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—	—	2
11. 不能位移的軟粘土	—	—	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12. 厚粘土层, 中等干燥	—	—	—	—	—	2-4	—	—	—	—	—	—	3	—	—	—	—	—
13. 固体干粘土	—	—	—	2 1/4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2 1/2	—	3	—
14. 硬而干的壤土, 粘土或細砂	—	—	—	—	—	—	2 1/2	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15. 淨砂	—	—	—	2 1/2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16. 硬而干的壤土	2 1/2	2-3	—	—	—	1-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17. 坚而干的砂土	3	2-3	—	—	—	2-4	—	—	3	3	—	—	—	—	—	—	3	3
18. 已排水的流沙	—	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19. 硬粘土	—	3-4	—	—	3	—	4	4	—	—	—	—	—	—	—	4	—	—
20. 細粒湿砂	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—
21. 中等干砂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—
22. 中等干砂和粘土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	3	—	—	—	—	—
23. 硬而干的粘土和細砂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—	—	—	—
24. 板硬粗砂	—	3-4	—	—	—	4-6	4	4	4	—	4	4	4	4	—	4	4	4
25. 礫	—	3-4	—	—	—	—	4	4	6	6	—	—	—	4	—	—	4	6
26. 干而硬的粘土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	4	4	4	—	—	—	—	—
27. 常干的厚粘土层	4	—	—	—	—	4-6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28. 有层次的岩石和粘土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29. 干的細粘土	—	2-3	—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30. 掺和或不掺和砂土的塑性粘 土	—	—	4	—	4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31. 細粒干砂	—	—	4	—	4	—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—	—	—
32. 紧粗砂和礫	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	—
33. 厚层的礫和粗砂	5	—	—	—	8	—	—	—	—	—	—	6	—	—	—	—	—	—
34. 湿或干的中砂或粗砂	—	—	5	—	—	—	—	—	—	4	—	—	—	—	—	—	—	—
35. 硬的藍粘土和砂的混合物	—	—	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
36. 坚的粗砂和礫	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6	—	—
37. 礫、紧砂和硬的黄粘土	—	—	6	—	—	8-10	—	—	—	—	—	5	—	—	—	—	—	—
38. 凝結好的礫或砂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6	—	8	—	—	—	—	—
39. 硬盤泥	—	—	—	—	—	—	—	—	10	10	—	—	—	—	—	—	—	10
40. 未暴露的硬頁岩	6	—	—	—	6	—	—	—	—	—	凡的 岩石 20% 为其 压碎 强度	—	—	—	—	—	—	—
41. 頁岩和硬盤泥	—	—	10	—	—	—	—	—	—	—	—	8	—	—	—	—	—	—
42. 分解的层岩	—	—	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
43. 軟質岩石	—	—	—	—	—	—	—	—	8	8	—	—	—	—	—	—	—	8
44. 中等硬度的岩石	—	—	—	—	—	—	—	—	15	15	—	24	—	—	—	—	—	25
45. 岩石	10	15	100	—	10	10-200	—	—	40	40	—	48	16	—	—	—	—	40

方法，祇有土壤的深度小于承重板寬度兩倍時，試驗結果才能反映土壤的性質，而各基脚的沉陷量是取決於較厚土層的性質。因此，如果在承重板寬度約兩倍的深度以下土壤的性質是變化的（這種情況是常有的），則試驗結果一定是令人迷惑的。由於它還幾乎是普遍用來選擇許可土壤壓力，而不考慮基腳的大小、上層建築物的式樣和擬建地基的其它主要特性，故雖然已多應用載重試驗，但並未曾使基腳設計的錯誤次數有效地減少，這是並不足為奇的。事實上，雖然謹慎地舉行載重試驗，但某些地基亦曾發現了完全損毀。為了減少錯誤設計的危險，許可土壤壓力的選擇必須不僅依據載重試驗或它們類似的試驗的結果，而且還必須依據土壤剖面和基礎本身的性質。一部分的必需知識可從第29、35和36三節所述理論得到。其餘知識可從施工經驗得到。

由於實際上各種地基土壤的性質變化很大，故無適用於所有情形的確定許可土壤壓力的唯一方法。這種方法必須常適應於探驗鑽孔所發現的地基土壤情況。特別是這種方法是取決於有效深度。有效深度是指基腳上的荷重改變土壤內的應力狀態，而足以產生顯著沉陷的地基土壤深度。

有效深度不僅取決於基腳的大小和它承載的荷重，而且在很大程度上取決於土壤剖面和各土層的土壤物理性質。如果土壤的開始時的切綫彈性模數（見第18節）隨基腳下深度的增加而增加，則有效深度並不過基腳的寬度 B 。另一方面，如果基腳下土壤隨深度而變軟，則有效深度可等於基腳寬度 B 的數倍。

在下列討論中是考慮土壤情況的四種主要類型：

(a) 有效深度內并無含有任何軟粘土層或其它高壓縮性土層的砂或砂礫所承載的基腳。

(b) 有效深度內十分均勻一致的粘土所承載的基腳。

(c) 性質在砂和粘土之間的土壤（如粉沙、某種填土或黃土）上的基腳。在有效深度內，土壤是十分均勻一致的。

(d) 有效深度內含有一層或數層軟土層的土壤所承載的基腳。

均勻一致的砂土上的基腳

砂土許可土壤壓力的目前概念可用第20表來表明。為了建立選擇許可荷重的合理依據，第一步必須考查這表的缺點。因為這表上土壤分類是根據大部分不相關的土壤性質，而忽略了重要的土壤性質，故這些數值是並不適當的。例如流沙（1）一詞並不是一種砂土。它甚至並不是施工開始前必須在疏松狀態的砂土。例如第128a圖馬薩諸塞州萊恩附近地下水水位以下的一種極細的均勻砂土應得這種不好的名稱；但是用點井法降低地下水水位後，在這種砂土上舉行載重試驗的結果指出這是緊密的砂土，見第128a圖的曲綫2，但因為過去工程中採用較簡陋的排水方法時，它在挖坑底面軟化，並開始稍有騷擾的湧湧現象，故在當地的施工人員曾名之為危害性流沙。雖然地下水水位的高低是決定性的因素，但是第8種土壤說明並未述及砂土是否在地下水水位以上或以下。第14、24和33土壤說明中所述顆粒大小對於載重能力並沒有直接影

第20表 砂土的常用許可載重能力
（錄自第19表）

土 類	q_a 以噸/平方呎計
1. 流砂	0.5
8. 濕砂	2
14. 堅而干的細砂	2.5-3
18. 已排水的流沙	3
24. 極堅粗砂	3-6
33. 厚層的礫和粗砂	5-8

响。第128a图曲线5是最坏的砂土，它是一种淨洁的、粗的、颗粒混合的干砂土。曲线1是最好的砂土，它是均匀的、细的湿砂土。为了砂土上基脚的设计建立较可靠的标准，许可土壤压力不应和砂土的不相关的性质发生联系，而应和对于荷重下砂土的状态有重大影响的情况发生联系。这些情况就是砂土的相对密度和以基脚底面为基准的地下水水位位置。

砂土的相对密度对于内摩擦角 ϕ 及荷重——沉陷量曲线的形状有决定性的影响。砂土的 ϕ 值可在 34° 至 46° 范围内变化(见第15节)，它取决于相对密度，而荷重——沉陷量曲线可有第72图的 c_1 和 c_2 之间的任何形状。如果举行标准贯入试验，则可依据第10表来判断相对密度。用地下触探法能够容易地求得丰富的资料。

以基脚底面为基准的地下水水位位置对于砂土的最后载重能力和沉陷量都有影响。如果地下水水位从沉陷影响范围以下昇向基脚的底面，则它可使基脚下土壤的有效重量减少50%，见第12节。因此，基脚陷入地基的安全因数也减少50%(见第29节)，沉陷量则约为原有的两倍(见第36节)。

以第29节所述理论为依据的计算，可以得到根据砂土惯用许可压力来设计的基脚安全因数 G_s 的以下结论：如果基脚底面是在地下水水位标高处的松砂上，或在地下水水位以下的松砂上，而且基脚宽度 B 约小于6呎，地面下或地下室地板下的基础深度小于 B ，则安全因数 G_s 可较所需最小值3为小。在很少的事例中，当同时满足这些条件时，必须进行稳定性计算，以求出是否合乎安全的要求。在所有其他事例中，安全因数是较3为大，而且通常大得多。故在正常情况下，砂土的许可土壤压力完全是由沉陷量的考虑来决定。

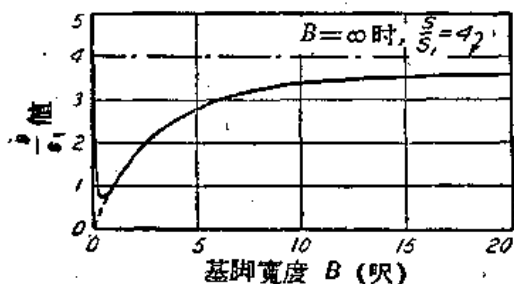
由宽度为 B 的基脚所支承的房屋基础的沉陷量分布，主要是由靠紧在基脚下厚度为 B 的砂土层的压缩性变化来决定(见第45节)。第175图是若干个均匀荷重的宽度不变的连续基脚的沉陷量，由这图可知这些变化的实用重要性。曲线 b 、 c 和 d 的基脚是在砂或砾上。如果地基土壤是均匀的，则每一基脚将几乎均匀地沉陷。不均匀沉陷是由于土壤压缩性的局部变化。



第175图 承载磚牆的狹長連續基脚的沉陷量

研究已有的沉陷记录所得到的结论是均匀荷重的连续基脚和尺寸大致相等的均等荷重的扩展基脚的不均匀沉陷量不致超过最大沉陷量的50%。但由于房屋的各柱上的荷重常不相同，故各柱的基脚尺寸可能很不相同。这就是引起额外的不均匀沉陷的原因。

根据各种理论研究的結果，如果正方形基脚在均匀一致的砂土上施加同一大小的土壤压力，则基脚的沉陷量随宽度的增加而增加，见第94图的实线。根据这种理论的结论，试验和观测的结果指出，基脚沉陷量是随着它的宽度 B 而增加，约如第176图所示。这种经验资料是由人工压实砂上的小型载重试验，由较均匀一致的砂层载重试验以及房屋的



第176图 砂土上基脚宽度 B 和 S/S_1 比值之间的近似关系，其中 S 是宽度为 B 的基脚的沉陷量， S_1 是在同一单位面积荷重作用下宽度为1呎的基脚的沉陷量

的沉陷观测而求得的。图中 S_1 是在某一单位面积荷重 q 作用下1呎见方的荷重面积的沉

陷量， S 是在同一單位面积荷重作用下寬度为 B 的基脚的沉陷量。 S 、 S_1 和 B 之間的关系約如下式

$$S = S_1 \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2 \quad (54.1)$$

式中 S 和 S_1 以吋計， B 以呎計。由于連續基脚下砂土的受力作用至較大深度处是受到平行于基脚方向的砂土移动的限制作用所抵銷，故具有同一寬度 B 的正方形基脚和連續基脚的沉陷量之間沒有重大的区别。按照第 176 图，如果土壤压力相同，則約大于 20 呎見方的大基脚的沉陷量將超过 4 或 5 呎見方的小基脚的沉陷量約 30%。对于一定的基脚寬度 B ，沉陷量是在某些程度上隨深度比 D_f/B 的增加而減少，式中 D_f 是基础深度，見第 53 节。但是，即使是在基脚尺寸和深度比較不相同的基础的特殊情形下（見第 171 图），不均匀沉陷量也不会超过最大沉陷量的 75%。在正常情形下，它是更小一些。

大多数普通建筑物（例如办公房屋、公寓式房屋或厂房）可以抵得住邻近兩柱之間的不均匀沉陷量 $\frac{3}{4}$ 吋。如前段所述，如果選擇土壤压力时使得最大基脚即使放在砂土沉积物的最可压缩层上的沉陷量是 1 吋，則这种不均匀沉陷量是不致超过的。故用以設計这种建筑物基脚的許可土壤压力可以假定它等于使最大基脚沉陷 1 吋时的土壤压力。以下数段將叙述按照这种假定選擇砂土許可土壤压力的近似方法。如果不均匀沉陷量 ΔS 容許大于 $\frac{3}{4}$ 吋，則許可土壤压力可乘以 $\frac{1}{2} \Delta S$ 。但是，在这种事例中最好是研究一下稳定条件是否满足^{54.1}。

干砂和湿砂的許可压力

干砂和湿砂上基脚的沉陷量主要是取决于砂土的相对密度和基脚的寬度。如果相对密度和貫入阻力的关系已經先用适当的校正試驗来决定，則依据第 44 节所述的任何一种触探方法的結果，都可以适当地判断相对密度的数值。这些方法的每一种都可以得到連續的貫入阻力記錄。但是直至現在，在美国普通所用的唯一方法是标准貫入試驗。它和其它地下触探方法相反，可以得到間距較大的各測驗点之間的貫入阻力記錄，而校正方法則很粗糙。故它在許多地方仍須改进。但是用它的試驗結果来判断許可土壤压力，远較用土壤压力表或用一些慣常的載重試驗結果为可靠。

为了依据标准貫入試驗結果来选择許可土壤压力，必須很粗略地估計最大基脚的寬度 B 。在基脚底面标高和这标高以下深度 B 之間，必須每隔 2.5 呎深度举行一次标准貫入試驗。这深度內的平均 N 值表示基脚沉陷的影响範圍內砂土的相对密度。如果不同鑽孔內的試驗得到不同的 N 值，則必須采用最小的 N 值来估計許可土壤压力。

然后根据第 177 图求得許可土壤压力，图上曲綫是基脚在砂土上的基脚寬度 B （以呎計）和使基脚产生沉陷量 1 吋所需的土壤压力的关系。砂土的貫入击数注在曲綫上。如果 N 值不是曲綫上所示的数值，可在兩曲綫之間用直綫內插法求得許可土壤压力。

第 177 图的繪制是根据取土管貫入 1 呎的击数 N 、地面載重試驗結果和 (54.1) 式之間的关系的現有資料。如果 B 是支承建筑物的最大基脚的寬度，而且所有的基脚都是依照相当于 B 的許可土壤压力按比例选择，則基础的最大沉陷量不应超过 1 吋，不均匀沉陷量不应超过 $\frac{3}{4}$ 吋。

如果地基土壤是由砾或夾有大片砾的砂土組成，則取土管的击数不能作为土壤密实程度的指标。但是这种土壤的承载性質像砂土一样是有变化的。很紧密的砂砾混合土較

之很紧砂土的压缩性为小，而松砂的压缩性可能和中等密度的砂土一样大。为了避免砾的许可土壤压力估计过大，必须挖掘若干试坑，深至基脚以下沉陷影响范围的各土层内，并且必须至少依据暴露土壤的外表、稳定性和挖掘时的阻力来求出它的密实程度。如果砾的许可土壤压力假定等于同一相对密度的砂土的许可土壤压力，则从第177图可得较为保守的数值。

即使在设计中采用很低的土壤压力，但如砂土受到高频率的振动，则砂土上的基脚仍可能沉陷很大。不论饱和砂土和湿砂或干砂都是这样。承载振动机器的基础必须根据振动理论来设计。它们不在本书范围之内。

饱和砂土的许可土壤压力

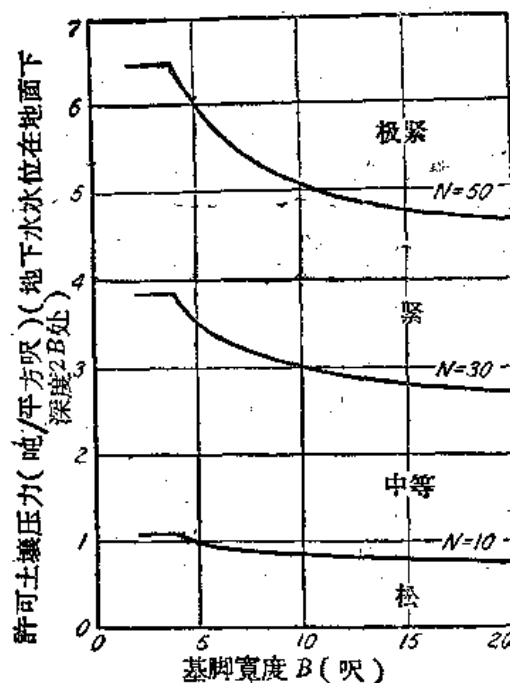
如果基脚下的饱和砂土很松，则任何一种振动都可使它发生突然液化（见第17节），随后基脚便陷入地基。甚至曾经观察到松砂内地下水水位的迅速变化有时可以产生大量沉陷。故如砂土很松（ N 等于或小于5），则基脚必须用桩群承载，否则必须压实砂土，见第50节。

如果天然状态下砂土的 N 值大于5，或者如果砂土已经压实，则砂土许可土壤压力 q_a 的选择必须使最大沉陷量不超过1吋。为了用第177图来决定 q_a ，必须考虑地下水上升对于沉陷量的影响。

按照理论，如果基脚底面是在砂土表面或它的附近，底面下面砂土的沉陷量将增加一倍，见第36节。这一结论曾由室内试验加以证实。如果考虑这一事实，则饱和砂土上基脚沉陷1吋时所需的单位面积荷重可按下列方法从第177图来估计：如果基脚的深度比 D_f/B 很小（例如第171图的地下室的基脚），则从第177图上所得之值必须减少50%；另一方面，如果深度比接近于一，则由于基脚四周土壤重量的沉陷作用部分地抵销了饱和作用所增加的沉陷量，故可选用第177图上所得之值的 $\frac{1}{2}$ 。考虑浸水饱和作用的更为细致的方法是和用标准贯入试验所得资料的精确度不相称的。

前段所述方法需要有两项附带条件。第一项已在前小节中述及，该节中已述各项条件，它对于稳定性计算是迫切需要的。这个计算可以用(29.5)和(29.10)两式。两式中的载重能力因数的各值可从第75图求得。 N 值为5的松砂可采用虚线， N 值等于或大于30的紧砂可采用实线。 N 值为5至30的载重能力因数可在这两曲线之间用直线内插法求得。如果研究结果指出这些基脚的安全因数小于3，则基脚尺寸或基础深度必须增加，以满足安全要求。

第二项，如果饱和地基土壤是极细砂或粉质砂土，则必须考虑土壤的低渗透性对于 N 值的影响。如果土壤的孔隙比大于临界孔隙比，则取土管的贯入阻力小于同一相对密度的较透水土壤的阻力。如果孔隙比小于临界孔隙比，则恰好相反（见第15节）。相当于临界孔隙比的 N 值约为15。这是目前经验所得的下列规则的依据：如果击数 N 大于15，则



第177图 按标准贯入试验结果，砂土上基脚的许可土壤压力的估计

必須假定土壤的密度等于击数为 $15 + \frac{1}{2}(N - 15)$ 的砂土的密度。除非可靠的載重試驗指出能可靠地应用較大的压力，否則在求得更可靠的資料之前，必須遵守这規則，

砂土載重試驗的先决条件

用第177图来确定砂土許可土壤压力的方法可以消除像应用第20表的土壤压力表时所包含的猜測成分，因为这个方法可得出和土壤性質和情况有显著关系的数值，而不是无关系的数值。它和常用的方法相反，可使設計人員至少能够粗糙地使土壤压力适应于他可容許的不均匀沉陷量，而且，由于知識和經驗的积累，这个方法本身得以逐漸改进。

目前，砂土許可土壤压力的更可靠資料仅能用已校正过的地下触探来求得，見第44节，或用時間和金錢耗費很大的載重試驗来求得。

几乎每一个国家每年都举行許多載重試驗。但是，由于它們的結果不适合于合理的应用，故即使不能誤用的話，它們中的大部分也是沒有价值的。故工程師必須熟习求得可靠結果的先决条件。

每一載重試驗必須在面积至少5呎見方的試坑坑底上放一块1呎見方的承重板来进行。承重板的底面必須在基脚底面的标高处。施加荷重必須按200磅的增量进行，並增加荷重至估計的許可土壤压力的1.5倍。沉陷量的測驗設備必須能够直接讀到0.01吋。滿足这些条件的載重試驗叫做标准載重試驗。

每一試驗結果必須用荷重——沉陷量曲綫来表示。最大基脚的沉陷量等于預先决定的許可沉陷量时的单位面积荷重可用第176图的关系曲綫来估計。如果基脚的寬度是 B_1 ，以呎計，而且設計是根据最大沉陷量 $S = 1$ 吋，則許可土壤压力就等于承重板沉陷量(以吋計)为下列数值时的单位面积荷重

$$S_1 = \left(\frac{B_1 + 1}{2B_1} \right)^2 \quad (54.2)$$

如果在同一地址的不同地点举行載重試驗，則它們的結果常是或多或少地彼此不同。这是因为砂土的相对密度在水平方向上有着局部的变化。在探驗鑽孔內举行标准貫入試驗時也曾觀測到在垂直方向也有变化，見第121和131两图。这些到处不同的变化是产生重大差誤的可能来源。例如在松砂层上面厚2呎的紧砂层上举行載重試驗，則試驗結果和无限深度的紧砂层的試驗結果相同。但是实际上基脚的沉陷量远較依据載重試驗預估者为大。这理由如第178图所示。

这图是有层次的地基土壤的垂直断面。A是1呎見方的承重板，B是实际的基脚。A和B上的荷重都有同一的强度 q 。A和B之下的曲綫是地基土壤內的等垂直压力曲綫。这些压力是用第90图計算的。承重板A上的荷重使荷重面积下面的C层的平均垂直压力增加約 $0.02q$ ，而基脚B則使它增加 $0.50q$ 。如果C层是汲可压縮的，則B的沉陷量极大。如果C层是硬的，則B的沉陷量极小。但是承重板上的荷重在C层中所增加的压力很小，可以略而不計，故載重試驗的結果事实上和C层的压縮性无关。

由于第178图所示的事实，故必須用貫入試驗肯定地基土壤的密度变化是否不規則，或者拟建基脚的有效深度內地基土壤的密度是否向下显著地和一致地增加或減少。如果它的变化完全不規則，則必須在拟建基脚底面的标高处至少在不同地点举行六次載重試驗。如果密度一致地隨深度而变化，則必須在有效深度內的一个或两个不同标高处举行附加的載重試驗。必須时常根据最不好的試驗結果来选择許可載重能力。在任何情況下都

圓形或正方形基脚是

$$q_{dr} = q_{ds} = 7.4C = 3.7q_u \quad (29.11)$$

寬度為 B 和長度為 L 的長方形基脚的最后載重能力約等于

$$q_{do} = 2.85q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) \quad (54.3)$$

第22表是依据粘土的无侧限抗压强度 q_u 的最后載重能力的資料。 q_d 和 q_{ds} 是用 (29.3) 和 (29.11) 两式計算的。軟粘土的这些数值仅稍大于第21表的常用許可載重能力。故軟粘土上的基脚常常完全損壞是不稀奇的。例如，8×9呎的基脚建于粘土上，它的平均无侧限抗压强度是700磅/平方呎^{54.2}。故按 (54.3) 式，基脚的最后載重能力是2590磅/平方呎。荷重为2500磅/平方呎时，基脚实际上在几天之內就下沉10吋。

在正常情形下，粘土上基脚的安全因数和砂土上基脚一样不应小于3。第22表的右侧載有粘土上的相应压力。如果基脚的設計荷重未必发生，則可采用 $G_s = 2$ 。例如，如果办公室基脚的設計荷重包括最大活荷重和最大风雪荷重，則这个 G_s 值是合宜的。

为了計算粘土的載重能力，必須决定拟建基脚下粘土的平均无侧限抗压强度。为了求得这种資料，可在若干基脚地址鑽孔，並在基脚底面的标高和这标高以下深度等于基脚寬度之間采取直徑2吋的筒式連續土样。然后，用室內試驗方法或用可攜帶的压力仪，在野外决定在垂直方向每隔6吋的粘土的无侧限抗压强度 q_u 。計算每一鑽孔的平均 q_u 值，把这些平均值的最小值代入 (54.3) 式。然后計算最后載重能力，並除以安全因数3。

这个方法的适用情形是地基土壤在有效深度內並沒有較許可土壤压力估計时所依据 q_u 值的粘土为軟的粘土层。故这方法不能用来計算在軟粘土上面的硬粘土壳的許可土壤压力。

如果地基工程並不重要，不宜于用試驗来确定粘土的无侧限抗压强度，則最后載重能力可根据第44节所述的标准貫入試驗来粗略地估計。但是取土管的击数 N 和无侧限抗压强度之間的关系，和第22表的平均 N 值有較大的出入。故最好除了貫入試驗之外还要确定取土管土样的无侧限抗压强度 q_u 。

有一些硬粘土是由許多細小稜角碎块組成，碎块是由毛髮絲的裂縫分开。由于这种粘土有許多裂縫，制备土样时易于分裂，故事实上不可能决定粘土的无侧限抗压强度。

第22表 粘土許可載重能力的建議数值

N = 标准貫入試驗的每呎击数； q_u = 无侧限抗压强度，以吨/平方呎計；
 q_d = 連續基脚的最后載重能力，以吨/平方呎計； q_{ds} = 方形基脚的最后載重能力，以吨/平方呎計；
 q_a = 建議的正常許可載重能力，以吨/平方呎計 ($G_s = 3$)；
 q_a' = 建議的最大容許載重能力，以吨/平方呎計 ($G_s = 2$)； G_s = 地基損壞的安全因数。

粘土种类	N	q_u	q_d	q_{ds}	q_a		q_a'	
					方形 $1.2q_u$	連續 $0.9q_u$	方形 $1.8q_u$	連續 $1.2q_u$
很軟*	<2	<0.25	<0.71	<0.92	<0.30	<0.22	<0.45	<0.32
軟*	2至4	0.25至0.50	0.71至1.42	0.92至1.85	0.30至0.60	0.22至0.45	0.45至0.90	0.32至0.65
中	4至8	0.50至1.00	1.42至2.85	1.85至3.70	0.60至1.20	0.45至0.90	0.90至1.80	0.65至1.30
硬	8至15	1.00至2.00	2.85至5.70	3.70至7.40	1.20至2.40	0.90至1.80	1.80至3.60	1.30至2.60
很硬	15至30	2.00至4.00	5.70至11.40	7.40至14.80	2.40至4.80	1.80至3.60	3.60至7.20	2.60至5.20
极硬	>30	>4.00	>11.40	>14.80	>4.80	>3.60	>7.20	>5.20

* 如果是正常荷重粘土，那么即使在最小許可土壤压力作用下的沉降量也是重要的。

而且，有毛髮絲裂縫的粘土在損毀時的應力情況改變，故(54.3)式不能應用。這種粘土的最後載重能力必須用載重試驗方法來測定，這將在以下數段敘述。

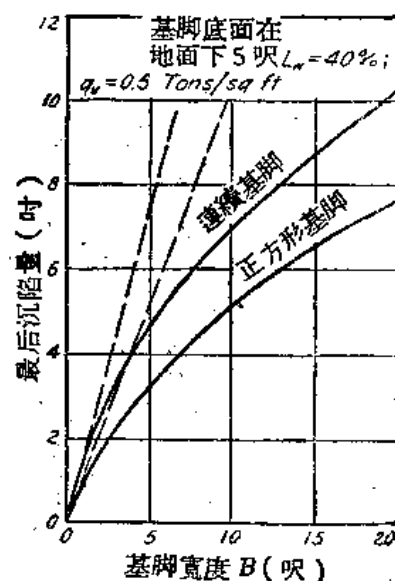
粘土的許可土壤壓力 q_a 可假定等於 $G_s=3$ 時第22表內的數值，假定土壤情況是基礎的沉陷量可以容許。這一要求是否滿足，主要是取決於粘土是否是正常荷重粘土或者預先壓縮粘土。

如果基腳是在正常荷重粘土上，則總沉陷量和不均勻沉陷量的大小都可能很大。這可以從計算正常荷重軟粘土上不同寬度的連續基腳的最後沉陷量加以說明。這種計算結果見第179圖。基腳底面上的土壤壓力為1000磅/平方呎。而且假定基礎深度是5呎，這深度內的土壤有效土重是100磅/立方呎，粘土的液限是40%和基腳的沉陷僅由於固結作用而產生。用(13.11)式估計粘土的壓縮指數，用(13.8)式估計沉陷量。基腳的沉陷量和它的寬度之間的關係曲線，和第94圖的長虛線相似。這曲線的趨勢指出，粘土上基腳的沉陷量和砂土上基腳的沉陷量相反，它是幾乎隨基腳的寬度成正比例增加。

第179圖指出，在正常荷重粘土的均勻沉陷土上，等寬度的均勻分布荷重的連續基腳的沉陷量可能很大，不同寬度的基腳的沉陷量可能極不相同。而且，由於天然粘土層的壓縮性在水平方向上可有極大變化，故同一寬度的基腳的沉陷量也極不均勻。事實上，像依斯太堡或墨西哥城的地面下有正常荷重粘土的地區，可以由肉眼來辨明房屋正面的不均勻沉陷，所幸正常荷重粘土上的基腳基礎是很少的例外情形。在大部分地區內，由於乾燥作用或地下水水位的降低，即使是軟粘土也略有預先壓縮的。淺積土層下的中等粘土和硬粘土常是預先壓縮的。由於許可土壤壓力很少超過預先壓縮壓力，故根據第22表中相當於 $G_s=3$ 的保守的許可土壤壓力 q_a 所設計的這種粘土上基腳基礎的不均勻沉陷量，很少超過砂土上適當設計的基础基腳的不均勻沉陷量。但是最大沉陷量是比較大的。

對於必須在正常荷重粘土或接近正常荷重粘土上建造建築物的少數地區內，若干吋甚至半呎的不均勻沉陷量通常認為是不可避免的。企圖減少許可土壤壓力到達小於第22表中的數值來減少沉陷量是無效的，而且是浪費的。故設計人員必須在下列兩種情形中選擇一種。或者他冒着大的不均勻沉陷量的危險，根據第22表的數值來設計基腳，或者他使建築物採用另一種基礎形式（筏基、樁基或墩基）。以後數節將討論各種基礎的特性。

如果懷疑寬度為 B 的擬建基腳的沉陷量是否過大，則必須用2呎見方的承重板放在6呎見方的試坑坑底上進行載重試驗，坑底是在基腳底面的標高處。如果粘土的稠度在這標高和深度 B （正方形基腳）或 $2B$ （連續基腳）之間變化很大，則在這深度內必須在兩個或三個的不同標高處舉行載重試驗。所需的載重試驗的次數或試驗的組數主要是取決於粘土層的均勻一致程度和基腳的數目。施加每一荷重增量後，這荷重必須保持不變，直至後來的沉陷量極為微小時為止。如果用這種方法舉行載重試驗，則所測得的沉陷量至少



第179圖 正常荷重粘土上基腳寬度 B 和最後沉陷量的近似關係

包括了荷重土壤由于固結作用的主要部分。

按照第94图的长虚綫所示的关系，可假定寬度为 B_1 的基脚的沉陷量 S 将极为粗略地等于下值

$$S = S_0 \frac{B_1}{B_0} \quad (54.4)$$

式中 S_0 是单位面积的设计荷重下承重板的沉陷量， B_0 是承重板的寬度。

若干年以前，曾經在硬粘土上举行載重試驗。粘土的堅硬度是隨深度而稍有增加，而且某些土层有許多擦痕的毛髮絲縫。承重板是2呎見方。在设计荷重每平方呎3,200磅作用下，沉陷量是0.04吋。拟建基础的面积是126×126呎。按照(54.4)式，它的沉陷量是

$$S = 0.04 \times \frac{126}{2} = 2.6 \text{ 吋}$$

施工后不久，沉陷量为1.0至1.5吋。現在它是2.5至3.5吋，而且仍是繼續稍有增加。

砂土和粘土之間的土壤的許可压力

性質在砂土和粘土之間的最重要土壤是粉沙和黃土。用标准貫入試驗可以求得粉沙性質的初步資料。如果打入取土管所需的每呎击数(見第44节)小于10，則粉沙是疏松粉砂。如果大于10，則粉沙是中等緊密的粉沙或緊粉沙。

疏松粉沙甚至較正常荷重的軟粘土还不适用于支承基脚。这种事实可由德国的粉沙沉积土上九座建筑物的沉陷觀測結果來說明。虽然土壤压力是在1.1和2.0吨/平方呎之間的較低值，但是沉陷量是在8和40吋之間。土壤压力減少50%並未使基础的沉陷量減少到可以容許的数值，但是費用大增。

中等緊密粉沙或緊粉沙可分为两类：一类是有石粉性質的粉沙，一类是塑性的粉沙(見第2节)。石粉类粉沙的許可压力可以用极細砂的法則来决定，塑性粉沙可用粘土所用的方法来决定。

性質在砂土和粘土之間的第二种重要土壤是黃土(見第2节)。它复盖在五大洲的每一洲中部的广大地区上。

由于每一种真正黃土的石灰質結合料和根孔象征，故黃土性質和粒徑大小性質相似的其它土壤性質很不相同。正常荷重粉沙的載重能力一般是很低的，但黃土的載重能力很大。如果真正黃土层永久在地下水水位以上，則它可以在土壤压力2或3吨/平方呎时承載基脚而无显著的沉陷。

但是由于某些地区內黃土的載重能力隨季节而有巨大的变化，故常不能加以信賴。这种变化是由于含水量变化使凝聚力变化而引起的。例如，苏联中部的煤棧基础的設計是根据夏季举行的載重試驗結果。这煤棧也是在夏季施工的。在完工之前，开始秋季降雨，因此煤棧开始不均匀地沉陷，牆壁发生裂縫。德国中部的鍋炉間筑于黃土层上，黃土层一部分是在地下水水位以下。在这問題上，設計人員也受到土壤的假强度所迷惑。基脚是依据土壤压力1.2吨/平方呎来設計的，但是在很小的荷重作用下，沉陷量已很大。某些基脚就必须加以支撐，而其它基脚則在施工时按低至0.35吨每平方呎的土壤压力重新設計^{54.3}。

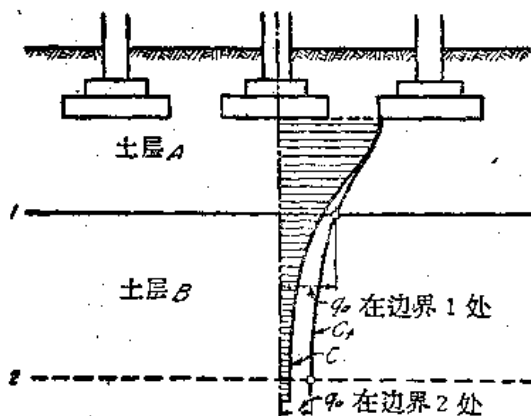
由于黃土的物理性質变化无常，故不能建立一个简单的經驗法則来决定它的許可土

壤压力，像砂土或粘土那样。故如要建筑基脚基础在过去没有建筑物的黄土上，则设计人员必须依赖载重试验方法，并研究水分对于土壤载重能力的影响。在某些情形下，他将明白黄土虽有假的固体性质，但基脚基础是不能用的。

软土层上面坚硬土层上的基脚基础

根据以前数小节所述规则而设计的基脚的沉陷量所给数值，是根据土壤并不随深度而变软的假定。如果不满足于此条件，则这些数值并不可信。它的理由见第180图。

第180图是位于软土层B上面坚硬土层A上的基脚下面的应力情况。如果软土层的上边界接近于基脚底面，则基脚可压碎坚硬土层而进入软土层。这种损毁并非不普遍。如果调整基脚大小，使在软土层B上边界的压力不超过这层土壤的许可载重能力，则可避免这种损毁，上边界的压力可按第35节所述方法来计算。比较欠精确的方法可以假定基脚总荷重均匀分布于截锥体的底面上，截锥体的四边自基脚边缘斜向软土层B的顶面，和水平线成 60° 角。

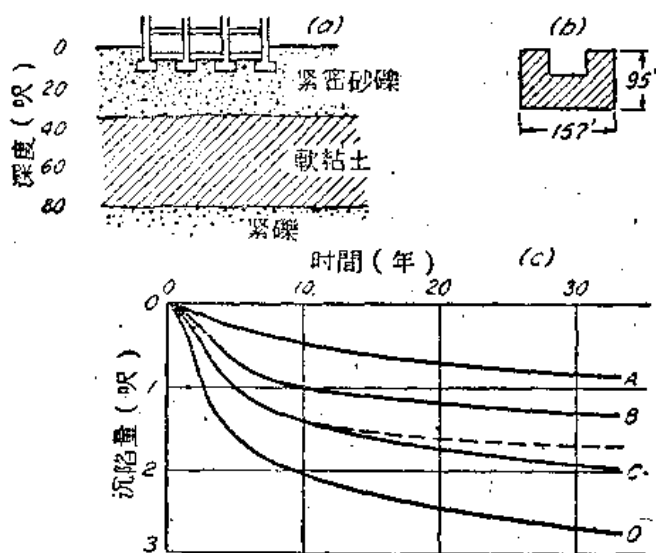


第180图 确定成层粘土层的应力是否超过它的许可载重能力的计算方法。曲线 c_1 是不考虑邻近基脚影响的单独基脚面的垂直压力随深度的变化。曲线 c_2 是计及邻近基脚影响的同一基脚下面的垂直压力。

如果软土层B的上边界在基脚底面以下较深处，则不可能发生陷入地基的损毁情形，因为坚硬土层A的作用好像一层厚的筏基，它把房屋的整个重量几乎均匀地分布在软土层B的顶面上。这种天然筏基的挠曲坚固性防止了荷重面积以外的软土层B的顶面隆

昇。但是，沉陷量可能很大。例如，第181图的房屋重量经过连续基脚传至紧砂砾层上，这基脚以下深度23呎处有一层软土层，它的厚度是50呎。基脚是按土壤压力2.5吨每平方呎设计的，这是紧砂砾的较为保守的数值。由于房屋重量，粘土顶面的最大压力是1.1吨每平方呎。在延续1年的施工期间，基脚的沉陷量是1至4吋。此后40年，最大沉陷量约增至3呎。地下室的地板是放在基脚之间的砂土上，由于地下室的底板既没有裂缝，也没有相对于基脚的移动，故砂土层和基脚显然是同时沉陷的。

施工后十年，由于房屋变坏，业



第181图 (a)软粘土上面紧砂砾所支承的建筑物基础的断面，(b)建筑物平面图，(c)实测的时间—沉陷量曲线虚线是从固结试验结果计算所得的时间—沉陷量曲线。

主決定加固基礎。虽有前述的現象，但並未懷疑沉陷影響範圍是在砂層以下。故加固基礎的方法就是增加基腳的寬度，使基腳所施的壓力約減少30%。但是，由于粘土上的壓力保持不變，故費錢的修改工程對於第181c圖的時間——沉陷量曲線的趨勢並未稍有影響。

後來，離房屋若干距離處，採取粘土的不扰动土樣。根據固結試驗的結果，計算了整個房屋的平均沉陷速度。所得理論上的沉陷量曲線見第181c圖的虛線，除了次時間效應不能計算而外（見第14節），它和真正的沉陷量曲線很相似。由于次時間效應，建築物不同部分的真正沉陷速率接近于常數，每年為0.12至0.32吋，但是計算所得的沉陷量曲線則接近于一條水平漸近線。

第181圖所示的觀測結果極明顯地指出，由于基腳下很深處的軟土層固結作用所產生的沉陷量事實上和基腳底面上的壓力無關。這是由于支承基腳的堅硬土層的作用好像天然筏基一樣，它把荷重從基腳分布在軟土層上。下面土層的固結作用所引起的沉陷量的計算方法和減少沉陷量的方法將在第55節的筏基中討論。基礎按照軟土層因固結作用而產生的沉陷量在可以容許的條件下布置後，則可以當作軟土層不存在一樣來設計基腳。故軟土層的存在可使設計人員變更基礎的整個布局，但是它對於基腳的許可土壤壓力毫無關係。

許可土壤壓力選擇規則的綜述

(1) 除飽和松砂上的窄狹基腳而外，由于砂土對於地基損毀的安全因數是足夠的，故砂土的許可載重能力僅受沉陷量所控制。許可載重能力的選擇規則適用的條件是最大沉陷量不超過1吋，不均勻沉陷量不超過3/4吋。對於一般工程，乾砂和濕砂的許可土壤壓力可以根據標準貫入試驗結果用第177圖來決定。如果地下水水位接近于或高于基腳底面，則必須考慮深度比 D_f/B 。如果深度比很小，則從第177圖所得數值必須減少50%；如果深度比接近于一，則所得數值只需減少1/3。這方法的差誤的最重要來源和這來源的防止方法已討論過。對於大型工程，可採用載重試驗方法。但這種方法是費用大而複雜的；如果載重試驗並未周密地計劃而進行試驗，則它的結果很不可靠。如果是很松的飽和砂土，則必須壓實。

(2) 粘土的許可載重能力常是按照陷入地基的安全因數應至少是3的條件來決定。粘土的平均無側限抗壓強度 q_u 、標準貫入試驗結果和許可土壤壓力 q_a 之間的关系見第22表。根據這关系選擇許可土壤壓力之後，必須求出沉陷量是否可以容許。如果是正常荷重粘土，則沉陷可能很大，可能要提出非基腳基礎的其它型式的基础。另一方面，如果是預先壓縮粘土，則不均勻沉陷量可能是可以容許的。如果有懷疑，則必須採用載重試驗方法。有裂縫的硬粘土的許可土壤壓力僅能用載重試驗方法來決定。

(3) 任何一種飽和疏松粉沙都不適宜于支承基腳基礎的重量。石粉類的中等粉沙或緊密粉沙的許可載重能力可以用砂土的規則來決定。具有塑性的中等粉沙或緊密粉沙的許可載重能力可以用第22表來決定。黃土的許可土壤壓力的決定並沒有一般的規則。

(4) 如果基腳所佔面積超過房屋所佔總面積的一半，則通常採用筏基較為經濟。

基礎設計

設計步驟 基腳設計中第一步就是計算傳至基腳底面土壤上的總有效荷重。第二步就是確定土壤的許可載重能力。然後以許可載重能力除總有效荷重就求得基腳的面積。最後，計算基腳的力矩和剪力，並進行基腳的結構設計。

設計荷重 傳至地基土壤上的總有效荷重或總超荷重 Q_t 可用下式表示:

$$Q_t = (Q - W_s) + Q_t = Q_{dn} + Q_l \quad (54.5)$$

式中 Q ——基脚底面上的死荷重, 包括基脚重量和基脚以上的土壤重量。如果地下水水位高于基脚底面, 則必須減去作用于土壤和混凝土浸水部分的向上靜水壓力, 第12節。

W_s ——挖坑前基礎底面以上土壤的有效重量(土壤的總重量減去向上靜水壓力)。

但是對於地下室的基脚(見第171圖的c和d), 則不應減去過去在地下室地板以上的土壤重量, 因為不僅基脚底面上挖除了土壤, 而且至少在基底的一側附近地區以上也挖除了土壤。

Q_{dn} —— $Q - W_s$ = 淨死荷重。

Q_l ——基脚上的活荷重, 包括風和雪的活荷重。

在活荷重中, 必須區別正常活荷重和最大活荷重的不同。正常活荷重 Q_{ln} 是作用在基礎上至少是每年一次的那部分活荷重; 最大活荷重 Q_{lmax} 僅在若干特殊事例同時發生時才起作用的活荷重。例如, 高的辦公大廈的正常活荷重僅包括設備和傢俱的重量, 工作天內房屋正常容納的人員重量和正常的雪荷重。最大活荷重是設備和傢俱的重量、特殊情況下房屋內可能擠滿最多人數的重量和最大的風雪荷重的總和。在正常活荷重下的基脚總超荷重可用下式表示

$$Q_{ln} = Q_{dn} + Q_{ln} \quad (54.6)$$

在最大活荷重下, 它是

$$Q_{lmax} = Q_{dn} + Q_{lmax} \quad (54.7)$$

由於最大活荷重的特殊性質和由於需要地基來承載這種活荷重的可能性較少, 故慣常是按照正常總荷重 Q_{ln} 所產生的土壤壓力對於所有基脚都是一樣的條件來設計基脚。但是優良的工程還要求最大荷重 Q_{lmax} 不致使建築物引起難以補救的損毀, 適應於這種要求而又不耗費過大的方法是取決於土壤的種類。

如果基脚是在砂土上, 則荷重的增加幾同時引起沉陷量的增加, 但可以假定地基損毀的安全因數仍舊是足夠的。為了消除由於最大活荷重而產生嚴重損毀的可能性, 設計人員必須估計超過正常不均勻沉陷量 $3/4$ 吋的最大不均勻沉陷量 ΔS , 並由他自己的判斷, 建築物不致發生嚴重的損毀。附加的不均勻沉陷量 ΔS 就是相當於 $1.33\Delta S$ 與正常最大沉陷量 1 吋之和的最大沉陷量。

如果所有基脚都是依據在正常活荷重下的最大沉陷量 1 吋來設計, 則最大活荷重可使最大沉陷量增加到下列數值

$$S_{max} = 1'' \times \frac{Q_{lmax}}{Q_{ln}} \quad (54.8)$$

如果 S_{max} 小於容許的最大沉陷量($1.33\Delta S + 1''$), 則可不考慮最大活荷重。另一方面, 如果 S_{max} 大於($1.33\Delta S + 1''$), 則基脚的設計必須使正常活荷重時的土壤壓力為

$$q'_a = q_a \frac{1.33\Delta S + 1''}{S_{max}} \quad (54.9)$$

不同基脚的 q'_a 值一般也不同, 必須採用最小 q'_a 值來使所有基脚的尺寸按比例相稱; 它相當於 $\frac{Q_{lmax}}{Q_{ln}}$ 比值最大的基脚。

如果房屋的基脚是在粘土上，則按照在正常总荷重下基脚損毀的安全因数必須等于3的条件来确定許可土壤压力，但是在任何情况下，这个安全因数决不可小于2。如果正常总荷重 Q_{tn} 时的安全因数 G_s 等于3，則最大总荷重 Q_{tmax} 时的安全因数 G'_s 是

$$G'_s = 3 \frac{Q_{tn}}{Q_{tmax}} \quad (54.10)$$

如果 G'_s 等于或大于2，則可不考虑最大活荷重，且可依照 $G_s = 3$ 使所有基脚在正常活荷重下按比例相称。另一方面，如果 G_s 小于2，則必須依照正常活荷重下的安全因数等于 $6/G'_s$ 的条件来选择許可土壤压力。

用調整基脚尺寸的方法来減少沉陷量 在許可土壤压力的討論中曾指出，在一定荷重强度下，同一形状而大小不同的荷重面积的沉陷量是随着这面积的宽度的增加而增加。如果建筑物各基脚的尺寸很不相同，則由于这种原因而产生的不均匀沉陷量是重要的。在这些事例中，最好是使基脚底面上的压力在某些程度上和基脚相适应。如果地基土壤是砂土，則減少最小基脚的尺寸可減少不均匀沉陷量，因为即使在不均匀沉陷量減少之后，这些基脚的陷入地基安全因数 G_s 是足够的。把这种方法应用于粘土上的基脚基础可使最小基脚的安全因数 G_s 值減少到小于3，因此这是不許可的。故粘土上的基脚基础仅能增加最大基脚的尺寸，使它超过許可土壤压力所需的尺寸来減少它們的不均匀沉陷量。但是，由于必須考虑荷重情况的週期性变化和特殊变化，故必須深思熟虑的判断来使这种調整达到成功的希望。

基脚的布置和力矩的計算 每一基脚的布置慣常是使总(54.6)式的荷重 Q_{tn} 通过基脚面积的中心。然后根据土壤压力均匀分布于基脚底面上的假定来計算弯曲力矩。实际上，砂土上基脚的接触压力自中心向边缘減少，見第96b图，而实际的弯曲力矩常小于計算的弯曲力矩。另一方面，如果是剛性很大的基脚，而且如果它是在軟粘土或中等粘土上，則接触压力可能自中心向边缘增加，見第96c图，而实际的弯曲力矩可能大于計算的弯曲力矩。但是結構設計中所慣常使用的安全因数足以弥补这种差別。

工业房屋中支承起重机路軌的柱，常在起重机移近时受到大的偏心荷重，但是在其余時間則它們負載一般的死荷重和活荷重。慣常是按偏心荷重来設計柱和基脚之間的連接建筑物。因此，弯曲力矩轉到基脚底面上。如果基脚是在粘土上，則所有荷重(包括起重机的重量)作用之时，在任何基脚脚址下必不可超过許可土壤压力 q_a 。任一基脚底面的中心必須和淨死荷重、正常活荷重、和一部分起重机荷重(如25%)的合力相符合；而且，必須使所有基脚在这合力下按比例相称地达到同一的土壤压力。另一方面，如果基脚是在砂土上，則基脚的布置必須使土壤压力在淨死荷重、正常活荷重和起重机正常运用情况时所引起的最大荷重作用下是均匀的而且等于 q_a 。在任何可以想到的各种荷重組合情形下，土壤压力不可超过 $1.5q_a$ 。

施工时的注意点 所有基脚基础的設計必然是依据下列假定来設計的：各基脚以下的土壤是近似地和鑽探或載重試驗所发现的处在同一的状态。如果鑽探时沒有发现土壤內的軟土夾层，或者如果土壤結構在开挖时受到扰动，則沉陷量將較設計人員所預料者为大而且也較不均匀。为了避免这种危險，必須在开挖完工后在各基脚脚址处举行簡單的貫入試驗。几种实用方法之一，就是用落錘把触探杆打入地內，仅測記它每呎所需的击数。如果任一基脚以下沉陷影响範圍內遇到特殊的軟土层，則这基脚必須重新設計。

这种方法較之在后来进行修理要經濟。

施工时地基土壤結構的扰动在野外慣常遇到的两种情形下特別容易发生。如果地基土壤主要是粉沙或細砂，則从集水坑內抽水便很容易使它扰动。同时，由于土壤走失，故这种扰动可使附近財產遭受严重損失。因此，如果这种土壤上的基脚需要在地下水水位以下开挖，則基址必須从井点系統排水，而不是用集水坑排水，見第47节。从井点中抽水有时会使附近地面发生显著的沉陷。但是如果发生这种情形，則可以肯定从集水坑抽水的損害作用将更大。

如果地基土壤是粘土，則由于施工时人的踩踏和粘土从泥浆中吸收水分，故已暴露于空气的粘土的頂层是会变軟的。因此，粘土上的基脚应在开挖完工后不久就浇灌混凝土並回填土料。如果不能这样做，則在浇灌混凝土的准备工作沒有完成以前，不可挖除最后的4至6吋粘土。

参考文献

54.1. K. Terzaghi, The Actual Factor of Safety of Foundations, *Structural Eng.*, Vol. 13 (1935), pp 126-160. 論沉陷量对于房屋的影响。

54.2. A. W. Skempton, An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil, *J. Inst. Civil Engrs. (London)*, Vol. 18 (1942), pp 307-321, discussions, pp 567-576. 粘土上大基脚損毀的分析。

54.3. A. Scheidig, *Loess* (in German), T. Steinkopff, 1934, pp 125-142. 黃土上基础經驗的記載。

54.4. K. Terzaghi, Settlement of Structures in Europe and Methods of Observation, *Trans. ASCE*, Vol. 103 (1938), pp 1432-1448.

54.5. W. L. Hanna and G. Tschebotareff, Settlement Observations of Buildings in Egypt, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge Mass. (1936), Vol. I, pp 71-77. 实测沉陷量和計算沉陷量的比較。

54.6. W. E. Simpson, Foundation Experiences with Clay in Texas, *Civil Eng.*, Vol 4 (1934), pp 581-584. 半干旱地区在水分和溫度有季节性变化的地层內粘土膨脹的討論。

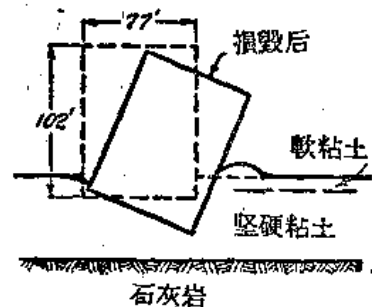
第55节 筏 基

筏基和基脚基础的比較

如果建筑物的基脚底面总面积約超过房屋总面积的一半，則通常最好是把基脚合并成为一个单独的筏基或筏基。这种筏基不过是一个大的基脚，並且它也像基脚一样，必須滿足这两种要求：地基損毀的安全因数不可小于3；上层建筑物的沉陷量不可超过設計人員所能接受的数值。

筏基的安全因数是取决于地基土壤的性質。如果土壤是饱和的极松砂土，則在筏基施工前必須用人工方法使它压实(見第50节)。如果是中等砂土或紧砂，則筏基的安全因数远大于基脚的安全因数，而且不用任何計算就可以認為它是适当的。

粘土上筏基的安全因数实际上是和荷重面积的大小无关。这安全因数通常是很小的，而且曾发生过若干損毀。其中一种損毀見第182图。这建筑物是加拿大溫尼伯市附近



第182图 加拿大溫尼伯市附近吊谷倉压入粘土层的損毀情况

的吊穀仓，它在平面上的面积是 77×190 呎，高102呎。它是在坚硬粘土层上，这粘土层以下是岩层。依据載重試驗結果，曾經估計粘土的最后載重能力是在每平方呎4至5吨每平方呎之間，設計是依据許可載重能力为每平方呎2.5吨。当筏基上的荷重达到这个数值时，建筑物的一側下沉29呎，而另一边則上昇5呎。不到24小时內就发生了这种移动^{55.1}。为了避免这种損毀的危險，在任何土壤上的筏基的設計必須使超荷重除以荷重面积不超过第22表所列的数值。

筏基底面上超荷重計算和第54节的扩展基脚底面上者相同。如果筏基是在地下室以下，見第184图，則它和地下室的牆組成了一个大的空心基脚。由于受到荷重的土壤仅能在筏基所佔面积以外上昇，如箭头所示，故从地面量起的积土深度是等于 D_f ，而不是等于第171c和d两图的地下室以下的扩展基脚的 D_{fs} 。故筏基底面上的超荷重 Q_t 等于筏基底面上的总有效荷重 $(Q + Q_d)$ 和地下室所佔去的土壤总有效重量 W_s 之差，或

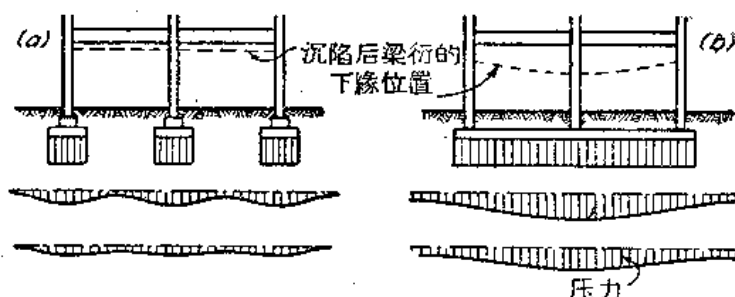
$$Q_t = (Q + Q_d) - W_s \quad (55.1)$$

如果 q_a 是地基土壤的許可压力， A 是筏基面积，則地基必須滿足下列条件

$$\frac{Q_t}{A} \leq q_a \quad (55.2)$$

(55.1)式的关系指出，可以增加地下室深度来减少筏基底面上的超荷重。这种减少可使陷入地基的安全因数增加，並使沉陷量减少。一世紀以前已有少数工程师認識这种关系的存在，他們应用这种关系在軟土地基上建立重型建筑物而不用基樁。

虽然筏基安全因数和基脚安全因数的控制法則很相似，但是这两种基础的一般沉陷性質是很不相同的。不相同的原因見第183图。这图是两种建筑物的剖面图，一种建筑物是在基脚上，另一种是在筏基上。基脚和筏基施加在地基土壤上的单位面积荷重是相同的，如基础底面处的长方形图



第183图 用(a)間距大的扩展基脚和(b)混凝土筏基来支承的房屋以下土壤內的压力分布基脚和筏基以下的单位面积荷重是相同的

形所示。而且，这图也显示在每种基础底面标高以下不同深度处的垂直压力的大小和分布。

第183a图的各基脚相距很远，每一基脚的沉陷好像其它基脚並不存在一样。如果是均匀一致的土壤，則基脚几乎均等地沉陷；事实上，由于沒有一种天然土层是均匀一致的，故基脚的沉陷是不均等的。由于沉陷影响范围是在最高土层以內，故沉陷的分布反映着这种土层內的土壤压缩性有变化(見第175图)。这种分布常是不規則的，而且不能用任何实用的方法来預估。这种事实决定了建立基脚基础許可土壤压力的估算規則，見第54节。

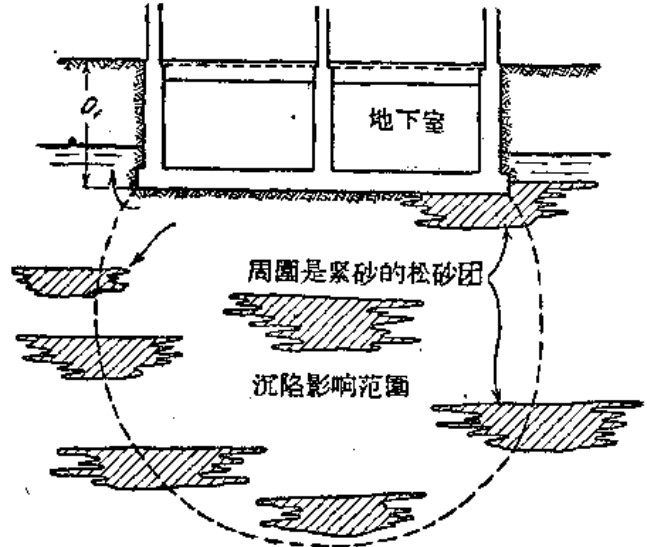
筏基的沉陷影响范围的深度远較基脚基础为大，見第183b图。在这深度范围内，軟弱土团是隨意分布的，見第184图，它們对于荷重面积的沉陷的影响局部地彼此抵銷。故荷重面积的沉陷好像是荷重土壤大致均匀一致的土壤一样。沉陷並不一定是均匀的，但

是它是一种十分肯定的形式，而不是一种不规则的形式。但是这些形式的不同是取决于沉陷影响范围内的土壤是否是砂土或粘土。

筏基的沉陷

理论和经验都指出，如果荷重面积是在附近地面以下约8呎以上的深度处，则砂土上均匀分布的荷重面积的沉陷量是十分均匀的。如果深度较小，则除非在地面下8或10呎深度内防止砂土的侧移动，否则荷重面积外部的沉陷将略大于中部的沉陷。

筏基面积的不均匀沉陷量，一般反映着地基土壤的压缩性变化。但由于地基土壤内的可压缩部分随意分布，见第184图，以及筏基和房屋构架的刚性的影响，故可以安全地假定每吋最大沉陷量的筏基不均匀沉陷量并不大于房屋基脚基础的相应值的一半。因此，如果不均匀沉陷量能容许3/4吋，则可按最大沉陷量2吋来选择许可土壤压力而不必按扩展基脚所规定的1吋。筏基的宽度通常是在40和120呎之间。在这范围内， B 值对于最大沉陷量的影响极小（见第176图），故在选择许可土壤压力时可以不考虑宽度。最后，由于筏基底面和地下水水位之间的垂直距离一般小于筏基的宽度，故在沉陷影响范围内至少有大部份的砂土是饱和的。



第184图 房屋底面下紧砂层内松砂团的不规则分布

如果也考虑砂土的相对密度，则上面所述是确定许可土壤压力的条件。目前，相对密度的最好测定方法是标准贯入试验，见第44节。从筏基底面标高至这标高以下深度 B 之间的钻孔深度内，必须每隔2呎深度做一次试验。这钻孔的 N 值是等于在这深度内所有 N 值的平均值。至少需要6个钻孔，并依据试验所得的最小 N 值来选择许可土壤压力。

第23表 砂土上筏基的许可载重能力的建议数值

N = 标准贯入试验中每呎的击数；

q_a = 许可载重能力的建议数值（吨每平方米）。

砂土的相对密度	松	中等	紧	极紧
N	小于10	10~30	30~50	大于50
q_a	需要压实	0.7~2.5	2.5~4.5	大于4.5

这些数值是根据最大沉陷量2吋求得的。

砂层深度必须大于筏基宽度 B ，地下水水位接近于筏基底面或在筏基底面以上。如果砂层至岩石的深度远小于 $B/2$ ，或者如果地下水水位所在深度大于 $B/2$ ，则可增加许可载重能力。

荷重是假定十分均匀地分布在房屋的底面上。如果砂土上大筏基的不同部分荷载着极不相同的单位面积荷重，则最好是在这些部分的边界处做伸缝。

相当于不同 N 值的许可土壤压力见第23表。这些数值所依据的假定是筏基底面上的许可土壤压力是从第177图用内插法求得的饱和砂土的载重能力的两倍。这个假定所依据的结论是筏基的容许大沉陷量是2吋，而不是扩展基脚上房屋的1吋。土壤压力的较精确的确定方法，需要在沉陷影响范围内的不同标高处举行若干组载重试验。这种方法通常是不实用的。

如果地基土壤内含有砾，或者如果它是极细砂或粉沙质砂土，则需要适当的校核试验或改正（见第54节），由此可得小于第23表中的数值。另一方面，如果砂土在良好岩石上，而它

的深度小于 $B/2$ ，或者如果地下水水位永久是在这个深度以下，则可以容許稍大的压力。

所有以前建議所依据的謹慎假定，在筏基上的荷重分布是十分均匀的。如果筏基所支承的建筑物是由高度极不相同的若干部分所組成，則最好是在这些不同部分的边界处設置伸縮縫。

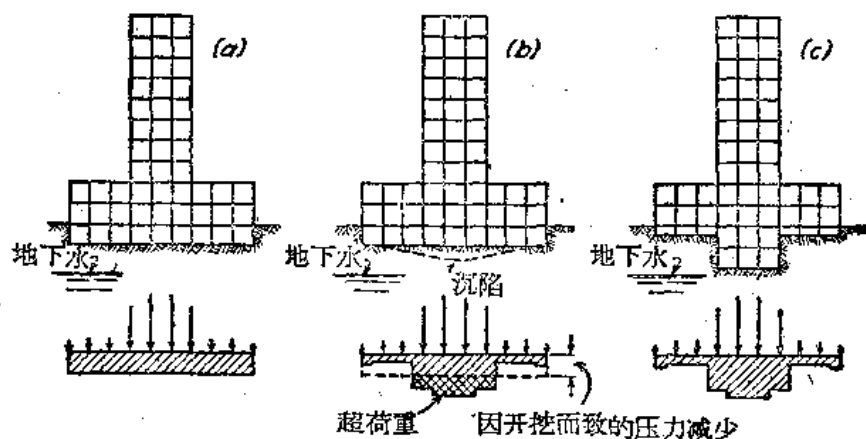
筏基以下粘土的最大許可土壤压力，和基脚下粘土一样，見第22表的項目 q_a 。但是由于筏基面积很大和粘土的沉陷量隨着荷重面积的增加而迅速增加(見第179图)，故常必須至少用粗略估計方法找出沉陷量是否可以容許。沉陷計算可以依据受荷重的粘土是有边側限制的假定。計算的結果和經驗都指出，由于固結压力从中心向边緣減少，見第183b图，故粘土上均匀荷重面积底面上的沉陷量分布可假定为淺碗的形状。但是这淺碗形底面的坡度很平緩，两根邻近柱子的沉陷量的差值永不大于最大沉陷量和最小沉陷量的差值的一小部分。对于砂土上的筏基，这些差值接近于相等。故粘土上筏基的容許不均匀沉陷量远較砂土上的筏基为大。

筏基的設計

筏基底面上每单位面积的平均总荷重是等于房屋的总有效重量 $(Q + Q_1)$ 除以筏基底面总面积 A 。由于筏基面积仅能等于或稍大于房屋的面积，故設計人員不可能調整筏基尺寸来改变土壤压力。因此，为了滿足(55.2)式，他必須增加 W_s ，(55.1)式。为了增加 W_s ，仅能使建筑物有一个或一个以上的适当深度的地下室。所需的深度可以用試算法計算。

地下室的深度决定后，下一步設計就是計算作用在筏基上的力。在这一步驟中，設計人員必須在很大程度上依靠他的正确判断。需要考虑的因素和情况見第185图。

第185a图是笨重的高塔和两座附樓所組成的建筑物的垂直断面。地下水水位是在筏基底面以下。依据这个假定，土壤的总反作用力是等于房屋的总重量 $(Q + Q_1)$ ，包括筏基重量，而决定沉陷量的超荷重 Q_2 ，(55.1)式，是等于建筑物重量和开挖



第185图 在极可压缩地基土壤上的筏基設計的三种不同方法
(a)刚性上层建筑物，能承受均匀沉陷量；(b)柔性上层建筑物，能承受大量沉陷而不損毀；(c)柔性上层建筑物，使地下室深度合于它們上面的建筑物重量，以产生均匀沉陷量。

土壤重量 W_s 之差。如果超荷重 Q_2 是零，而且如果建筑物是刚体，則縱使土壤的反作用力很大，实际上也沒有沉陷。刚性建筑物底面上的土壤反作用力可以粗略認為是均匀的，見第185a图的阴影长方形。但是，荷重是集中作用于房屋底面的中心部分。故建筑物的构架是受着很大的弯曲力矩。負荷这些弯曲力矩所需鋼筋的費用是不容許的。

如果是柔性房屋，則在筏基各部分上的土壤反作用力約等于作用于它上面的荷重，見第185b图。相应的弯曲力矩較小。但是由于荷重在筏基中部大量集中，故这部分負荷着超荷重，而在外面部分的超荷重是負值。因此高塔將較廂樓沉陷多些，如图所示。即使地基土壤上的总超荷重是零，但也不可能避免不均匀沉陷。如果房屋在砂土上，則高塔和廂樓的沉陷差值很小，不致使上层建築物損毀，筏基可以按第185b图上所作用的力来設計。另一方面，如果筏基在粘土上，則由于不均匀压力分布所引起的不均匀沉陷量可能很大。高塔和廂樓之間的伸縮縫可稍改善上层建築物的构架內的应力情况，但是它們不能防止兩廂樓的沉陷量向高塔增加。故必須进行沉陷計算，以决定不均匀沉陷量是否超过了建築物所能承受而不致損毀的数值。如果超过，則設計人員必須在两种方法中选择一种：或者他規定建築物用樁基或墩基，或者他使高塔和廂樓的地下室深度不同，見第185c图。在确定每一地下室的深度时必须使高塔和廂樓的沉陷量在理論上相等。如果滿足这条件，則設計人員可以肯定不均匀沉陷是可以容許的。

在計算筏基厚度和鋼筋数量时，通常假定筏基是一块連續平板，荷重从上面传到这块平板上的各綫和各点处，沿着各綫和各点处平板是自由地支承着。这块平板的下面受着均匀分布荷重。这荷重就是等于土壤的总反作用力，也就是等于房屋的整个重量，但是並不減去向上的靜水压力或地下室挖去土壤的重量。由于筏基的理論弯曲力矩分布和实际弯曲力矩分布之間的差別可以很大，故通常最好是在筏基內放置理論上所需的鋼筋数量的两倍。

在以前討論中曾經假定，直到筏基上荷重等于开挖土壤的重量之时为止，刚性筏基並不沉陷。在許多事例中，由于这种假定所引起的誤差是可以安全地忽略不計的。但是，如果地基土壤較軟且开挖較深，則在筏基上有效荷重等于开挖土壤有效重量之前所產生的沉陷量，可大到必須予以考虑。这种沉陷的原因將于下小节中討論。

地下室开挖时的隆昇

地下室开挖就是完全移去原来作用在筏基底面土壤上的压力。因此挖方底面上昇。此后施工期間，房屋的重量的重量就等于是并且一般超过原有积土压力，故隆昇消失，而房屋下沉。如果房屋較已开挖土壤为重，則沉陷要經過两个阶段。第一阶段延續到筏基底面上的单位面积荷重等于原有积土压力之时为止；当超过这个压力时就开始第二阶段。第二阶段的沉陷性質已經討論过。第一阶段的沉陷性質是极不相同的。

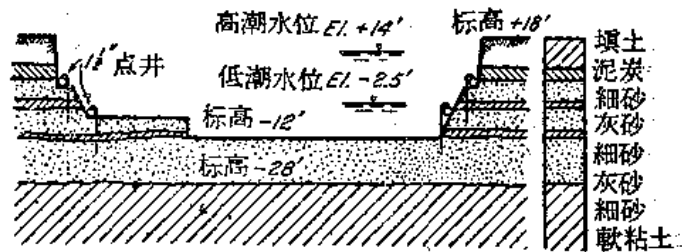
在第一阶段之末，当房屋荷重等于开挖土壤的重量时，沉陷量等于或稍大于过去的隆昇，这种隆昇通常是很小的。如果不再增加房屋荷重，則在竣工后不久就停止沉陷。前曾指出，在軟土上房屋的設計中久已利用这种事实，但一般並未認識到用开挖足够数量的土壤来抵銷房屋重量的方法，也能消除硬土上房屋的逐漸沉陷。事实上，一些滿足这种要求的地下室有足够深度的房屋，确曾备有昂貴的樁基；很显然，用在基礎上的錢是一种浪費。

隆昇量和此后的沉陷量是取决于地基土壤的性質和开挖的大小。它罕能依据土壤試驗和理論来預估。如果在地下水水位以上的砂土內进行开挖，則隆昇較小，常可略而不計。如果地基土壤是軟粘土，則它在含水量实际上不变化时的变形，像不可壓縮的各向同性的彈性物料一样。故为粘土的彈性模数能用土壤試驗来測定，則可用彈性理論来計算隆昇量。但是依据不扰动土样切綫彈性模数(見第18节)的計算結果指出，真正的隆昇量

常远較計算值為小，而且，这种誤差是不能預估的。下列两个挖方的事例，可以說明估計隆昇量的不可靠。在这两个事例中，挖方所引起的应力都远小于粘土的損毀荷重。

第一个挖方是为了平均深度为35呎的地下室而进行的。房屋面积是 200×340 呎，地基土壤是一层軟的冰积粘土，厚約100呎，有一层硬土壳。粘土在一厚层人工填土和軟質有机粉沙的下面，它是在砾和硬盘泥层的上面。挖方底面是在硬土壳以內，接近于过去的地面，依据不扰动土样的无側限压力試驗，粘土的平均彈性模数是每平方呎100噸。依据这个数值，曾估計最大隆昇量約为5吋。实际最大隆昇量是3.5吋^{55.6}。在这情形中，預估是比較精确的。

第二个挖方見第186图。它的面积是 60×110 呎。挖方底面是在地面下30呎的砂层中，这砂层厚14呎。砂土以下是一层厚120呎的軟粘土。依据室內試驗結果，粘土的彈性模数是每平方呎60噸；按照这个数值計算所得的隆昇量是14吋。为了观测真正的隆昇量，在粘土表面以上6呎的砂土內，設立一个地下依据点。由于曾观测到任何隆昇量超过0.02呎，故可推断开挖时粘土的性質好像是彈性模数每平方呎数千噸的接近于刚性的材料一样。有些粘土在开挖隧道和其它施工操作时具有类似的刚性。但是这种刚性状态仅是暫时的。由于这种事实，故第186图所示的挖方是尽可能快地进行开挖，並在任何移动开始之前就加荷重。为了防止渗透压力使砂土扰动，等到从点井內抽水把地下水水位降低之后才开始开挖，如图所示。竣工后建筑物的重量約等于挖去的土壤重量，且引起的沉陷量小到不能测出。



第186图 厚120呎的軟粘土层上各土层的挖方断面

如果挖方下的粘土內有許多連續的粗粉沙夾层或砂夾层，則粘土的含水量可能增加，以致隆昇的主要部分是由于濕胀所致。由于透水层的連續程度不能在施工前采取土样来瞭解，故依据室內固結試驗結果来預估濕胀速率是极不精确的。

如果用敞口挖方来增加地下室的深度至某一定值以上，則不管兩側的側支撐的强度和性質怎样，第32节，挖方底面由于隆昇作用而不穩定並遭到損毀。但是在压缩空气下进行开挖可使临界深度 n 增加一倍。在特別軟的地基內，在地面附近把地下室的边牆和地板筑成一个整体，並通过地板上的各孔进行冲洗並抽水以使这个整体下降，曾經成功地建立了筏基。

天然筏基上的基脚基础

如果房屋的基脚是在厚的坚硬土层上，这坚硬土层的下面是較可压缩的土层，則这坚硬土层的作用有如一个天然筏基，它把房屋重量分布在軟土层上。由于軟土层的固結作用所引起的沉陷事实上和基脚底面上的压力无关，故基脚的設計可把軟土层当做不存在一样。

与固結作用所引起的沉陷有关的荷重是等于房屋的总有效重量和被开挖土壤的重量之差。在軟土层內固結压力大小和分布的計算中，开挖土壤的重量假定是一个均匀分布在地下室底面上的負荷重。房屋的重量是作用于基脚底面上的正荷重。軟土层內任何点的固結压力是等于这两荷重所引起的压力之差。由于固結作用所引起的沉陷量是依据軟

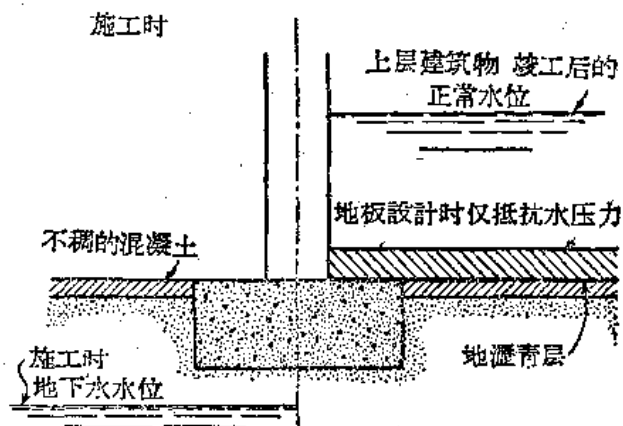
土层有边侧限制的假定来估计的。所引起沉陷的重要性，見第181图。

如果計算指出沉陷的情况是不能接受的，則必須改变基础的設計。例如可使房屋的不同部分的地下室深度不同，見第185c图，或者把建筑物支承在樁基上或墩基上。

地下水水位以下地下室的砂土上的基脚

地下水水位以下的地下室必須有不透水的地板，地板和基脚相連接。如果地板浇注混凝土后才加上基脚上的荷重，則基脚和地板組成了一种筏基，它的底面上不仅受到水压力，而且还受到比較均匀分布的土壤反作用力。

为了避免使地板的强度必須足以抵抗两种压力，两基脚之間的地板必須一直到基脚支承全部死荷重之时才浇注混凝土。然后各基脚底面上的荷重才等于房屋的全部重量和地下室地板上全部的向上静水压力之差；連接的地板仅受到水压力的作用。但是由于基脚在支承建筑物的全部死荷重之前，不允許地下水水位升至地下室地板以上，故基脚必須依照向上静水压力是沒有作用的假定来設計。地板的延期施工，就需要上层建筑物竣工之前繼續抽水。施工操作的程序，見第187图。为了防止地板上浮，必須把地板扣在柱上，或者最好是扣在基脚上。



第187图 地下水水位以下地下室內砂土上的基脚

筏基設計規則的綜述

(1) 如果砂土上建筑物能够抵抗鄰近各柱之間的不均匀沉陷量 $3/4$ 吋而不損毀，則可以容許最大沉陷量2吋。它的相应的許可土壤压力，見第23表。

(2) 除非在筏基底面以下的距离 B 內的若干深度处进行几組載重試驗，否則宽度为 B 的筏基的許可土壤压力不能可靠地用載重試驗来决定。这些試驗 仅在例外情况下才是經濟可用的。

(3) 如果砂土上大筏基的不同部分支承着极不同的单位面积荷重，則最好是在这些部分之間的边界做伸縮縫。

(4) 粘土上筏基必須滿足下列条件：荷重的粘土的損毀安全因数不可小于3，而且不均匀沉陷量不可大到足以損毀上层建筑物。安全因数和沉陷量都並不取决于建筑物的总重量，而是取决于建筑物重量和开挖土壤重量的差值。故通常可以适当选择地下室深度来达到設計的要求。

(5) 粘土上均匀分布荷重的柔性筏基的不均匀沉陷量主要是由于弯曲成碟形而产生。它約等于最大沉陷量的一半。如果房屋本身是柔性的，則使房屋具有极坚固的下层建筑物可以消除不均匀沉陷量。如果粘土上大筏基的不同部分負載着极不相同的荷重，則堅固的下层建筑物的弯曲力矩很大，以致下层建筑物的成本不能容許。另一办法就是根据荷重来改变地下室的深度，使筏基的每一部分的单位面积內房屋的荷重和开挖土壤的重量的差值都大致相同。不論采用那种办法，設計时至少需要一个粗略的沉陷計算。

(6)在軟粘土上的硬粘土層或緊砂層的作用好像天然筏基一樣。這些土層上的房屋基礎是把軟土層當作不存在的情況來設計。由於軟土層的固結作用所引起的沉陷量可能很大，故沉陷計算是需要的。減少固結作用所引起的沉陷量的方法是和均勻一致粘土層上筏基的方法相同。

參考文獻

55.1. Failure of Transcona Grain-Elevator, *Eng. News*, Vol 70 (1913), pp 944-1107. 軟粘土上的谷倉。

55.2. A Remarkable Test of Reinforced Concrete Construction, *Eng. News*, Vol 57 (1907), p 458. 北非洲突尼斯軟粘土上廠房地基的全部損毀。

55.3. W. B. Simpson, Foundation Experiences with Clay in Texas, *Civil Eng.* Vol 4 (1934), pp 581-584. 預先壓縮粘土上筏基房屋的沉陷觀測結果。

55.4. Jose A. Cuevas, The Floating Foundation of the New Building for the National Lottery of Mexico, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge Mass. (1936), Vol I, pp 294-301. 用深的下層建築物防止板軟粘土上筏基沉陷的敘述。并有隆升量的觀測記錄。

55.5. A. Casagrande and R. E. Fadum, Application of Soil Mechanics in Designing Building Foundations, *Trans. ASCE*, Vol 109 (1944), pp 383-416, discussion, pp 417-490. 硬粘土的天然筏基上兩座房屋基礎的敘述。

55.6. R. E. Fadum, *Observations and Analysis of Building Settlements in Boston*, doctor's thesis, Graduate School of Engineering, Harvard University, 1941. 參考文獻 55.5 內兩座房屋的隆升量觀測記錄。

55.7. K. Terzaghi, Recording Results of Field Tests on Soils, *Civil Eng.*, Vol 13 (1943), pp 585-587. 預先壓縮的塑性粉沙上筏基的沉陷觀測記錄。

第56節 樁 基

樁的功用

如果靠緊在建築物底面下面的土壤沒有足夠的載重能力，或者如果成本估計指出樁基較其它基礎便宜，則這種建築物可採用樁基。

樁有許多式樣，並由不同材料做成。關於樁的主要種類和施工方法的論述見參考文獻56.1。本節祇考慮式樣較普通的樁，就是用機械設備打入地內的樁，這種機械設備叫做打樁機。但是把一般原理稍加修改，就可應用於用不同方法打入地內的其它式樣的樁基設計。而且，由於樁基上的沖擊荷重和振動的作用尚未充分研究，故假定樁祇支承靜荷重。

依照各樁的功用不同，它們可分為三種：

1. 很透水的粗粒土壤中的摩擦樁——這些樁上的荷重大部是由表皮摩擦力傳遞至土壤。它們的打入方法是使各樁彼此靠近而組成樁群，這樣大大減少各組樁群內部土壤和四周土壤的孔隙率 and 壓縮性。故這種樁有時叫做壓實樁。

2. 低滲透性的極細粒土壤中的摩擦樁——這些樁上的荷重也是由表皮摩擦力傳遞至

土壤，但是它們並不使土壤顯著壓實。這種樁所支承的基礎通常叫做浮樁基。

3. 頂尖承樁——這些樁是把荷重傳遞至建築物底面以下較大深度處的堅硬土層上。

在天然中的均勻一致土層是極少的。故三種主要類型的樁並無明確的界限。同一樁在打入土壤時可以不改變相對密度而擠去部分土體，但是其餘的土壤則可能被壓實。樁的頂尖可埋入能用頂尖支承方法來承載基樁的堅硬砂層內，但是大部分荷重是由表皮摩擦力來負荷。由於實際上土壤情況變化很大，故任何企圖建立樁基設計的規則必須包括許多簡化的方法，並且這些規則本身僅能作為判斷的準則。由於同樣理由，理論的細密方法來處理樁的問題，例如用彈性理論來試驗計算樁群上的損毀荷重，是完全不適當的，而且可以不必考慮。即使是依據小型模型試驗結果所作出的結論，也是不可靠的。

樁基設計

歷史發展 十九世紀以前，幾乎所有房屋都是建築在連續基腳上。在地基不足以支承基腳的壓力的地方，才採用樁作為支承。由於木料很多和勞動力便宜，故按地基的需要，就打了許多樁。由於建築物的一般式樣能夠抵住大量的不均勻沉陷而不致損毀，故沉陷問題並未引起注意。

在十九世紀，由於工業的發達，需要在軟土地基上建築價廉的重型房屋，故樁基的成本便變成了一個重要問題，同時工程師希望規定樁的根數不要較之足以支承房屋所需的根數為多。如果沒有單樁的最後荷重的某些知識，就不能做到這一點。為了求得經費最少和勞動力最少的必須知識，就引起了理論上的推理工作，因而得到了許多有意義的承樁公式。但是逐漸發現承樁公式有着固有的缺點，而且除了最小的工程而外，所有工程都比較慣常地用樁載試驗來決定每根樁的許可荷重。

支承某一建築物所需的樁的根數，是由總荷重除以每樁的許可荷重的簡單方法來確定。依據這種方法設計的許多樁基都是滿意的，但是時常發生大量的和未預期到的沉陷。這些偶然事件指出，即使每根樁的荷重相同，但整個樁基的沉陷並不一定和單獨試樁的沉陷有關係^{56.2}。由此得到的明顯結論是單樁的載重能力的知識，祇是滿意的基樁設計所必須知識的一部分。為了求得樁基的沉陷量是否在容許範圍以內，設計人員必須考慮樁基上整個荷重在土壤內所引起的應力，而且他必須估計這些應力所引起的沉陷量。這種估計需要具備土力學的基本原理的知識。如果分析結果指出沉陷量超過了可以接受的數值，則必須變更原設計。

樁基的設計步驟 樁基初步設計的第一項要求，就是探驗鑽孔結果所表示的土壤剖面。地基土壤的必需鑽探深度的決定因素已在第45節討論過。通常，土壤剖面具備着確定以下各項所需要的知識：基礎是否能完全埋在砂土內的摩擦樁、是否能用經過軟土層打入堅硬土層的頂尖承樁或是否能用浮樁基。

初步設計中第二步是選擇樁的長度和種類。如果頂尖承樁是適當的，則依據土壤剖面可以合理精確地判斷所需長度。但是砂土內摩擦樁的長度祇能由打試樁來確定；軟粘土內摩擦樁的長度由樁群對於完全損毀的安全因數的估計來確定。樁的種類的選擇至少是部分地由實際情況來決定^{56.1, 56.3}。

初步選擇了樁的長度和種類以後，可以估計或依據樁載試驗來確定單樁的最後載重能力。這值除以適當的安全因數，就求得每樁的“安全設計荷重”。建築物的總重量除以每樁的“安全設計荷重”，就確定了支承建築物所需的樁的根數。

樁的根數確定後，下一步驟就是選擇它們的間距。一般認為上端直徑為 d 的各樁的中到中間距 D 必不可小於 $2.5d$ 。這種規則是依據實際情況的考慮。如果間距小於 $2.5d$ ，則土壤的隆昇就過大，而且打入每一新樁時就可能使附近的樁擠開或上昇。另一方面，間距大於 $4d$ 是不經濟的，因為它增加基腳的成本，而基礎並未得到實際效益。在這範圍內選擇最適當的 D 值時必須根據土壤情況，這將在下面敘述。

間距確定之後，把各樁布置成正方形或三角形。樁的根數乘以 D^2 （正方形）或 $D^2\sqrt{3}$ （三角形），就得到基礎需要基樁支承的部分的總面積。如果這個面積遠較建築物所佔據的面積的一半為小，則這建築物建立在基樁支承的基腳上；如果這個面積遠較建築物所佔面積的一半為大，則這建築物建立在基樁支承的筏基上，同時增大樁的間距，使樁體布置成連續的形式。如果筏基各部分的荷重強度很不相同，則使樁的間距適應於各部分上的荷重強度。最後，如果懷疑建築物是否必須建立在基腳上或筏基上，則比較兩項辦法的成本後，就可予以確定。

如果基礎是由軟粘土或塑性粉沙中的摩擦樁所支承，則必須估計樁群的最後載重能力，而且樁群上的荷重不可超過最後載重能力的一半，或者最好是不超過 $1/3$ 。忽略這一條件的結果是可以引起不幸事故的。在幾個事例中，雖然每樁的荷重不超過“安全設計荷重”，但是支承在各樁上的建築物和各樁之間的土壤會一同突然陷入地基內。樁群載重能力的估計方法將在以後敘述。

如果每樁的荷重能使樁群的載重能力不致超過，則基礎不致突然陷入地基內而損毀。但是由於整個樁基的沉陷和單一樁在基礎的每樁荷重作用下產生的沉陷並無任何關係，故足夠的載重能力並不是沒有過大沉陷的可能性。樁基的沉陷量可在 1 吋以下和若干呎之間，它取決於土壤情況、樁的根數和建築物所佔的面積。約小於 2 吋的沉陷量一般並不是有害的，但是 6 吋或 6 吋以上的沉陷量對於上層建築物有很大的不利影響。故如果基礎是放在打入軟粘土的摩擦樁上，或者如果頂尖承樁的尖端是在軟層上，則必須進行沉陷計算。許多不良的樁基是由於未進行這種計算。

樁基設計的最後一步就是樁所支承的基腳或筏基的結構設計。彎曲力矩和剪力的計算，一般是依據每樁負荷同一荷重的假定。理論推斷和現場試驗結果所得到的結論^{56,4}是這個假設時常很不正確。如果是十分水平的地基土層，而且各樁頂尖並不在岩層上，則支承剛性基腳的群樁中每樁上的荷重是從中心樁向邊樁增加。但是在这个一般採用的假定中所包含的誤差，對於鋼筋混凝土設計是在慣常的安全範圍以內。

以下小節將論述樁基設計中詳細的連續的步驟。

單樁的最後荷重和“安全設計荷重”

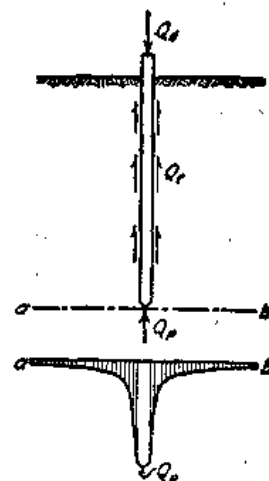
表皮摩擦力和頂尖阻力 單樁的最後荷重或載重能力是指樁的沉陷量不超過任一合理數值（例如 $1/2$ 吋）時的荷重。不論是什麼荷重，它的一部分是由表皮摩擦力所負荷，另一部分是由就在頂尖下的土壤的阻力所負荷，見第 188a 圖，故最後載重能力 Q_d 可以分成兩部分： Q_f 是表皮摩擦力， Q_p 是頂尖阻力。故

$$Q_d = Q_f + Q_p \quad (56.1)$$

第 188b 圖中， ab 是通過樁尖的水平斷面，陰影面積是這斷面上的壓力。總壓力顯然是等於 Q_d 。曾用各種精細的理論方法來計算這種壓力的分布，但是由於所有方法都是根據土壤是完全均勻一致的和有彈性的假定，故計算的結果並不可信。關於壓力分布的可靠

知識祇能用直接測驗方法來求得，但是從未舉行過這種測驗工作。然而，壓力的分布是無疑地不僅取決於樁的尺寸，而且也取決於荷重、土壤性質和層次情形。它也必隨時間而顯著變化。

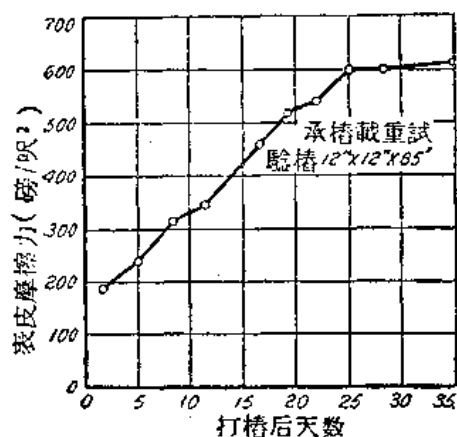
砂土內單樁的表皮摩擦力 一根樁打入極緊砂土之時，它不能往下貫入的深度是很少幾呎，但是在極松砂土內，樁能打入很深而不致遇到顯著的阻力。在各種砂土中，每單位接觸面積的平均表皮摩擦力和頂尖阻力都是隨深度的增加而增加。圓樁或方樁打入均勻一致的砂層時所受到的總表皮摩擦力，遠較它的總最後載重能力 Q_d 的一半為大，但是把樁拉出的阻力則遠較 Q_d 的一半為小。兩種表皮摩擦力的區別，是由於樁的向下移動增加它的四周上的壓力，而向上移動則減少這種壓力。打樁至不能深入後，在靜荷重作用下抵抗再往下貫入的平均表皮摩擦力，在松砂（長樁）是每平方呎 500 磅，在極緊砂（短樁）是每平方呎 2000 磅。



第188圖 (a)軟粘土中受荷重的摩擦樁；(b)通過樁尖的水平斷面上的壓力分布。

有時曾觀測到砂土中的樁的載重能力在打樁後最初2或3天內有顯著的減少。雖然這種現象是例外情況，但是決不可忽視它的發生的可能性。最初的大載重能力可能是由於打樁時在樁尖四周砂土中所發生的暫時的應力狀態，但並不能肯定是否如此。這種應力狀態就引起了暫時的過大的頂尖阻力。

軟粘土內樁的表皮摩擦力 埋在軟粘土內的摩擦樁的頂尖阻力，和它的表皮摩擦力比較，是可以略而不計的。每單位接觸面積的表皮摩擦力是和貫入深度及樁的施工方法沒有多大關係的。它幾乎完全取決於粘土的性質。把樁抽出時的阻力一般地接近等於在荷重作用下再往下貫入時的阻力，但是並非經常如此。所有這些關係都遠較砂土內的摩擦樁的相應關係為簡單。但是，相反地，表皮摩擦力和時間的關係則較為複雜，而且還不能預測。表皮摩擦力在打樁後第一個月常是增加的，但是增加數值隨土壤性質而變化很大。



第189圖 摩擦樁的最後載重能力隨時間而增加

第189圖所示為摩擦樁的載重能力隨時間而增加的情形。這樁是打入夾有粉沙薄層的棕色軟粘土內。粘土的液限是在37和45%之間，塑限是在20和22%之間，自然含水量是稍小於液限。打樁時，土壤幾變成液體，表皮摩擦力極小。雖然樁在一擊之下貫入12吋，但是當錐提出時樁上昇10吋，因此必須採用特殊設備來防止樁的上昇。然而在一個月內，表皮摩擦力增加到它的開始值的三倍以上。

另一方面，打樁後最初幾天內，打入某些粉質粘土的樁的載重能力是減少了。在運河區的培爾培亞80呎長的樁打過40至50呎軟粉沙，進入它下面的壓實的藍色粘土層後，曾觀測到這種減少。貫入阻力的減少是在一天內發生的。南卡羅萊納州查理士敦市海軍造船所在施工時期把木樁打過10呎粉沙層進入堅硬的藍色爛泥之時亦曾發現類似的現象^{56,57}。

樁打入軟粘土層時，它排擠了在貫入樁的路徑上的粘土，粘土受到劇烈的擾動。樁打入後，環繞着它的擾動粘土有如几吋厚的壳子。但是在这壳子的外邊界以外，土壤結構的擾動很和緩。經驗指出，最擾動的粘土壳子迅速固結，而且它較未擾動粘土為硬，同時如果把樁抽出，則它可能附着在樁上。

樁打入飽和粉沙時，可能在很大距離內暫時使粉沙液化。液化結果，知之甚少，但是粉沙體積事實上保持不變。而在几天或几星期內粉沙則變成像它原來情形一樣地堅固和穩定。故它和軟粘土或軟粉沙上有害的打樁作用是不同的，在以下討論中是假定土壤的物理性質並沒有遭受顯著的永久的變化。

雖然樁打入軟粘土或塑性軟粉沙後不久就產生了擾動的影響和不同的時間作用，但是表皮摩擦力的最後值一般約等於粘土的無限抗壓強度的一半。第24表載有在凝聚性土壤的主要土類中所產生的表皮摩擦力最後值的範圍。必須注意，這個表和其它較詳細的表一樣都僅能

第24表 凝聚性土壤內樁的表皮
摩擦力最後值

(以磅每平方呎接觸面計算)

軟粘土和軟粉沙	200~500
砂質粉沙	400~1000
硬粘土	800~2000

作為初步估計的依據。如果不在現場上舉行原型的樁載試驗和拉樁試驗，則不可能得到可靠的資料。

頂尖承樁的作用 頂尖承樁和摩擦樁相反，它是由它們的頂尖把荷重傳遞至堅硬土層上。但是大部分的荷重至少是暫時地由表皮摩擦力所負荷。試驗室和現場上的樁載試驗都曾求得這種結果^{56, 57}。但是如果樁通過極可壓縮的土壤，例如軟粉沙或軟粘土，則由表皮摩擦力轉遞至這種土壤的壓力逐漸使土壤固結，因此樁就沉陷。僅是樁的頂尖所埋入的土壤抵抗着這種沉陷，而且隨着時間的增加，頂尖上的壓力也增加。這樣繼續下去，直至樁頂支撐樁上大部荷重為止。如果地基內樁上的荷重超過頂尖阻力，則所產生的沉陷量很大。但是即使樁載試驗已進行了幾個星期，單樁的載重試驗結果並不能發現這種危險。故求得頂尖承樁的頂尖阻力較之總載重能力為重要。

打樁阻力和深度之間的關係 如果繪制樁貫入土內的深度和每吋貫入深度的落錘擊數的關係圖，則可得貫入阻力圖。典型的圖見第190圖。貫入阻力曲線的形狀幾可毫無錯誤地指出樁是屬於三種主要種類的那一類。第190a圖是打樁入松砂和緊砂中的典型曲線。這兩種砂土的貫入阻力都是隨深度而增加。另一方面，第190d圖是打樁入軟粘土的典型曲線，貫入阻力實際上接近於常數。第190c圖中曲線的突然變化表示樁尖從軟粉沙進入極緊砂。這種突然變化是頂尖承樁的典型例子。在某一工程上，如果把貫入阻力圖和土壤剖面圖互相聯系，則工程師常可求得每樁所埋入的土料的可靠概念。尤其是他可以決定樁尖是否已達到某一適當的承載土層。

估計最後載重能力的承樁公式的應用 頂尖承樁遇到堅硬土層之時，貫入阻力突然增加，見第190e圖。一般這種阻力增加愈大，則樁的頂尖阻力也愈大。這種觀測會引起各種嘗試來表示樁的載重能力和落錘最后一擊下的貫入阻力之間的關係。這種結果叫做承樁公式。在美國最普通的公式是工程新聞公式，依據這公式，樁的最後載重能力是

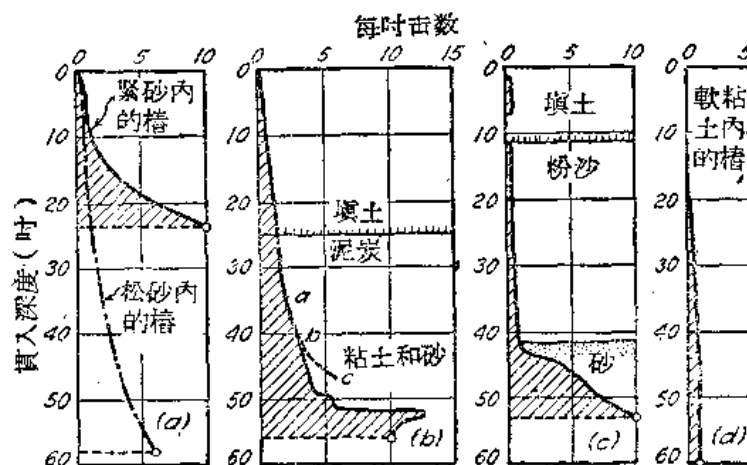
$$Q_{dy} = 6 \frac{2W_H H}{S + c} \quad (56.2)$$

式中 Q_{dy} (磅) —— 樁的最後載重能力；

- W_H (磅) —— 錘的重量;
 H (呎) —— 錘的落高;
 S (吋) —— 最后一击下的貫入深度;
 c (吋) —— 經驗常數, 落錘為1.0, 汽錘為0.1。

依据第190d图, 对于粘土中的摩擦樁, 公式中的 S 值事实上和深度无关。因此由(56.2)式所得到的結論是

- 这种樁的最后載重能力也和深度无关。但是經驗指出, 摩擦樁的最后載重能力約和樁长成直接比例而增加。这种事实說明在軟粉沙或軟粘土中的摩擦樁完全不能应用工程新聞公式或任何其它承樁公式。事实上在一些有厚层的軟質沉积土的城市(包括上海和新奥尔良)都需要大量采用摩擦樁, 沒有經驗



第190图 打入各种性質的地基土壤中的木樁的每吋貫入深度的击数和总貫入深度之間的关系

的工程师常去考虑采用承樁公式。故在小工程上是依据单位面积上的平均表皮摩阻力的經驗数值来估計載重能力。大工程上, 則必須举行樁載試驗。

但是即使是頂尖承樁和貫入阻力隨深度而增加的其他承樁, 它的实际最后載重能力和依据工程新聞公式計算所得的載重能力是很难滿意地互相符合的。其理由見第30节。如果把任意选择的許多实际的 Q_a 值和用(56.2)式計算所得的相应 Q_{av} 值发生关系, 則可发现实际的 Q_a 值平均仅为計算值的0.7倍。但是更为重要的是实际載重能力的許多单独值約为計算值的0.3至2.8倍。因此, 如果樁的載重能力是用(56.2)式来估計, 則在估計中的未定因素需要有一个出入很大的安全因數。工程新聞公式的理論安全因數是6。依据上值, 故实际安全因數約在2至17之間。

茲举下例來說明这些事实的实际意义。一座房屋建筑于樁所支承的基脚上, 每基脚必須支承160噸荷重。曾經进行了樁載試驗, 並測得最后一击的貫入深度。根据工程新聞公式, (56.2)式的最后載重能力 Q_a 是30噸, 每樁的安全荷重是10噸。故設計人員把每座基脚放在16根樁上。如果各樁的間距是3呎, 則基脚約为12呎見方。但是依据前段所述, 如果在試樁上举行樁載試驗, 則樁載試驗結果可得 $0.3 \times 60 = 18$ 噸和 $2.8 \times 60 = 168$ 噸之間的任何 Q_a 值。如果实际載重能力是20噸, 則設計是合适的。但是如果实际載重能力是110噸, 則每樁將承受40噸荷重, 故仅須4根樁来支承基脚。而且基脚面积可減少至6呎見方。故每座基脚不仅可节省12根樁, 而且基脚本身較為便宜。因此工程新聞公式的应用既是化錢又是費時。

虽然錘的落击作用对于樁的某些性質一定有极大影响, 但是工程新聞公式中沒有一項是表示樁的性質的。由于其它較复杂的公式, 例如雷登倍契公式或赫利公式, 含有樁的重量、大小、彈性模数和恢复系数等因素, 故它們似較為可靠。然而經驗指出, 它們几

和简单的工程新聞公式一样不精确。故在大工程上，最好的工程經驗是在所用的樁上举行承樁重載試驗来决定它的最后載重能力。

承樁重載試驗 前已指出，除了打到岩石的樁以外，一切樁都要經過一定時間以后，它們的載重能力才接近于最后值。因此，如果不在适当的時間以后进行承樁重載試驗，則这种試驗結果並不是有决定性的。对于透水地基中的樁，这个時間約需二三天；对于局部或全部被粉沙或粘土包围的樁，約需一个月。

在进行承樁重載試驗时，通常是在樁頂上修建一平台，用砂或生鉄加荷重于平台上，用水平仪观测承樁的沉陷量。由于需要搬动大量荷重和需要的時間，故这种方法是麻煩的。較好的方法叫做錨樁式承樁重載試驗。在这种試驗的準備工作中，将相隔5呎的三根樁在一直綫上打入地內。外面两根是錨樁，它們的上端以堅强的橫樑联結。中間一根樁就是試樁，以千斤頂頂在橫樑上加重于試樁。錨樁的拉出稍使試樁的沉陷量減少，但是这种缺点可由每隔几天再加重一次的优点抵銷有餘。第189图曲綫就是这种試驗的結果。

为了設計从粘土层打入砂土的頂尖承樁上的基础，必須知道在砂土內的那部分承樁的載重能力。为了簡化起見，虽然它包括了樁和砂之間的接触面积上的表皮摩擦力，但也把它当作是頂尖阻力。除非絕對肯定“安全設計荷重”远小于頂尖阻力，否則必須用現場承樁重載試驗来确定頂尖阻力。为了达到这个目的，可把两根試樁打入地內，彼此相距約5呎。其中一根打入承載土层內受到阻止，另一根則打到頂尖約距承載土层頂面以上約3呎处。由于砂土中的樁的頂尖阻力很快地接近于它的最后值，故打試樁后三天就能举行承樁重載試驗。为了消除時間对于表皮摩擦力的影响，可用相同速率在两根樁上同时加荷重。頂尖阻力是等于两根樁的最后載重能力的差值。

“安全設計荷重”的确定 “安全設計荷重” Q_a 是指在单樁向下陷落的安全因數符合于慣常的安全要求数值时的荷重。

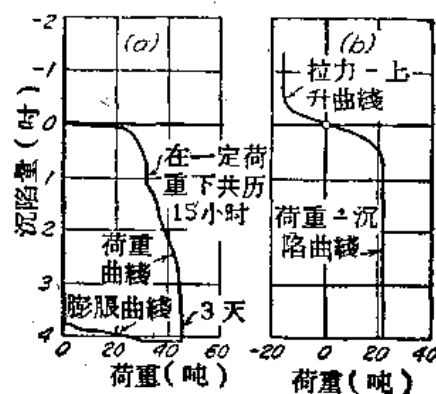
如果樁的“安全設計荷重”是由工程新聞公式来估計則

$$Q_a = \frac{2W_H H}{S + c} = \frac{1}{6} Q_{Lj} \quad (30.4)$$

理論安全因數是6。採用这样大数值的理由已經解釋过。任何其它承樁公式都需要同等大小的安全因數。

如果用承樁重載試驗来确定最后載重能力，則慣常的安全因數是在2.5和3之間。即使是較小的数值也是完全足够的。承樁重載試驗中的主要不定因素是在于依据荷重——沉陷曲綫的解釋来确定最后載重能力的数值。

荷重——沉陷曲綫的一般特性是在第191图所示的两种极端情形之間。第191a图的曲綫是粗粒土壤內的摩擦樁和把荷重传到砂层上的頂尖承樁的典型曲綫。由于樁上荷重增加时沉陷曲綫逐漸接近于一根傾斜切綫，故不能确定最后載重能力的一定数值。这些樁上的“安全設計荷重”不可



第191图。典型的荷重—沉陷曲綫
(a)頂尖承樁；(b)摩擦樁。

超过貫入深度 2 吋时所需的荷重的一半。

各种摩擦樁的荷重——沉陷曲綫在性質上是彼此不同的。极端的可能情况見第 191b 图。試樁打入夾有泥炭层的軟粉沙和軟粘土內 37 呎。樁尖並不到达堅硬土层。在荷重小于 22 吨的作用下，樁的沉陷是不显著的，但是当荷重等于这值之时，樁突然下沉数呎，而且一直到荷重平台和地面接触时才停止。这图所示的拉力——上昇曲綫和荷重——沉陷曲綫相似。这种樁的“安全設計荷重”可以認為是等于最后載重能力 Q_d 除以安全因数 2.5。

樁群的最后載重能力

理論和經驗都曾指出，在每樁上的荷重等于“安全設計荷重”之前，樁群可能整体地陷入地基而損毀。这种損毀見第 192 图。故安全設計荷重的計算必須輔以整个樁群的最后載重能力的計算。設

D_f = 樁群的貫入深度；

r = 樁群圓周的半徑；

s = 地面和深度 D_f 之間的土壤的单位面积，平均抗剪强度；

Q_{dr} = 半徑为 r 和深度为 D_f 的圓墩底面的最后載重能力。这值可用 (29.8) 式来估計。

如果許多桩和它們之間的限制干体好像一座墩台一样地整体下沉，則这桩群的最后載重能力可以近似地由下式来决定

$$Q_c = Q_{dr} + 2\pi r D_f s \quad (56.3)$$

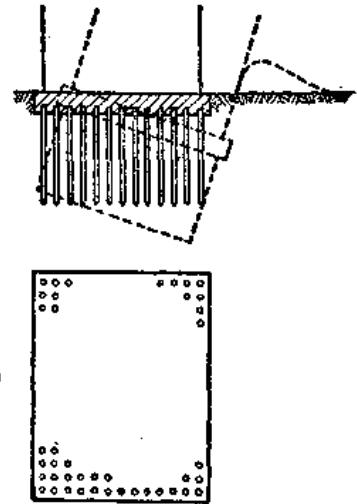
依据这式的計算結果指出，除非樁群是由埋入粉沙或軟粘土內的許多根摩擦樁組成，見第 192 图，或者是由頂尖承樁組成，这些樁把荷重传递至堅硬的薄土层，这堅硬的薄土层下面是一厚层粉沙或軟粘土，否則很难发生地基損毀。如果总設計荷重（樁的根數和每根樁的“安全設計荷重”之积）並不大于 $Q_c/3$ ，則可以認為樁群不致有这种損毀。如果这个条件不滿足，則必須变更基础設計。

砂土內摩擦桩基础的沉陷

紧砂是最好的地基土壤，它不需要用樁来加固。如果要把樁打入紧砂內，以便把桥墩重量轉递至最深冲刷面的标高以下，則通常需用射水法来帮助樁的貫入。故在以下数段中，仅討論松砂內的打樁問題。而且假定樁所打入的砂土以下並沒有較砂土本身更可压缩的任何土料。

如果所有其它情况都相同，則砂土的相对密度增加时，樁的表皮摩擦力也增加。打樁时，增加了四周砂土的密度。大型試驗結果曾指出，打一根樁所产生的压实度影响到这樁的直径至少五倍的距离內的任何其它樁的載重能力^{56,7}。因此，如果樁群內仅有一根樁承載荷重，則这根樁在某一荷重下的沉陷量，在樁群中樁的根数多的情形下較在樁的根数少的情形下为小。但是如果所有樁都承載荷重，則樁群在某一每樁荷重下的沉陷量隨樁的根数而增加。

砂土內樁的最后載重能力約隨貫入深度的平方而增加，而樁的成本則以較小的增加



第192图 包括各樁之間土壤的整个樁群陷入地基的損毀

速率隨深度而增加。故在砂土內把樁打到向下貫入有困難而緩慢的深度處是經濟的。如果不考慮其它情形，則打樁必須停止時的每吋击數是由打樁過程中必須不能使樁損毀的情況來確定^{56, 8}。

上端直徑為 d 的樁的最合適的中到中間距 D 是 $3d$ 。在樁群中每樁必須打到每吋击數等於打試樁停止時的击數。打樁工作應從樁群的中心向外進行；否則，內部樁不能像其它樁一樣打到很深。

樁打好後，每座樁群形成了在松砂內的一根緊密砂柱。如果這基礎的每樁荷重並不過“安全設計荷重”，則它的沉陷量並不大於緊砂上基腳所支承的同樣建築物的沉陷量。但是如果樁所打入的砂層內散佈着粉沙或粘土的夾層，則由於通過各樁的表面而傳遞到這些夾層上的壓力可使它們固結，故沉陷量可能和浮樁基的沉陷量一樣大。

頂尖承樁基礎的沉陷

引言 依據承載土層的性質，頂尖承樁基礎可以分為5種主要類型。在以下各小節內將討論以下各種可能情況：

1. 良好岩層上的樁尖；
2. 已經打入風化岩層內的樁尖；
3. 埋在下面是同樣不可壓縮上層的緊砂中的樁尖；
4. 埋在下面是較不可壓縮土層的硬粘土中的樁尖；
5. 埋在下面是軟粘土層的緊砂或硬粘土中的樁尖。

良好岩層上的樁尖 在理想情況下，打至良好岩層的樁像墩台一樣，它的沉陷量小於樁的彈性縮短。但是除非木樁的樁尖很好地保護，否則它們可因樁尖開花而損傷，因而喪失了剛性樁尖的有利作用。如果樁尖遇到光滑的傾斜岩面，則它們可能沿坡下移，而覺察不到它們的逐漸傾斜。房屋重量增加時，它的傾斜還再增加，地基便可能損毀。在這種情形下不能用木樁，即使是鋼筋混凝土樁也是會損毀的。

打入風化岩石內的樁尖 風化岩石，尤其是源於變質岩的風化岩石，它的可壓縮性可能像中等硬度的粘土一樣。但是它們常含有許多完整無損的碎石，以致妨礙了樁打過可壓縮層。在這些情況下，祇能採取風化岩石的不扰动樣品並依據固結試驗結果進行沉陷預測，來求得可能沉陷的可靠資料。如果沉陷量顯著地大於可以容許值，則必須採用某些方法使樁打過風化岩石區域。

通過可壓縮土層打入砂土內的樁尖 以前討論這類單樁的最後載重能力時曾指出，樁的沉陷量主要是取決於頂尖阻力和樁上荷重之間的比例。對於整個基礎的沉陷量也可以做出同樣的普遍論述。如果每樁荷重等於或小於頂尖阻力，則沉陷並不是重要的。另一方面，如果它大於樁尖阻力，則沉陷是大而有害的。但是在任何情形下基礎的平均沉陷量可大於“安全設計荷重”所作用的單樁的沉陷量的數倍。現舉下面例子來說明這些論述。

奧地利維也納的一座公寓房屋建築在40吋寬的連續基腳上，基礎是由就地澆制的混凝土樁支承着，混凝土樁是通過20呎疏松填土打入十分緊硬中。每樁承載着24噸的荷重。第193b圖的曲線C，是一根單樁的樁載試驗結果，C是同一樁在施工時的荷重——沉陷量曲線。當房屋重量產生的荷重達到它的最後值24噸時，樁的沉陷量遠大於同一樁在樁載試驗時的沉陷量。房屋完工後11個星期的整個基礎的等沉陷量曲線見第193a圖。它們的

完全没有对称性表示沉陷的影响范围是在坚硬上层的上部，这种沉陷主要反映了这上层的压缩性有局部变化。如果这些墙是完全柔性的，则房屋中部的伸缩缝处的等沉陷量曲线不会折断。这种不连续性表示这些墙好像是半刚性的樑，而这些樑跨过了承载土层中的最弱区域。但是实际上由于最大不均匀沉陷量并不超过 $\frac{1}{2}$ 吋，故沉陷是没有关系的。由于每樁上的荷重小于它的頂尖阻力，故基础获得优良的结果。

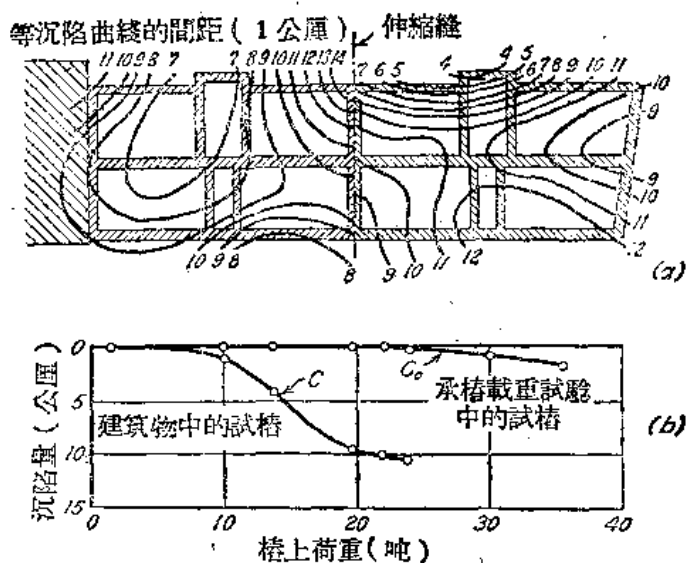
前段所举事例中，由于打樁时仅有少量能量是由上层软土层所消耗，故頂尖阻力是大的。

另一方面，如果某些上面土层是极坚硬的，则大部打樁能量是消耗在上面土层内的四周摩擦力；而且向下贯入的阻力变成很大，而頂尖阻力则仍是很小。这些樁的頂尖阻力的可靠资料祇能用不同长度的兩根樁举行承樁載重試驗来求得，見本节“承樁載重試驗”一段。依据打樁记录的頂尖阻力估計方法是較便利而較不可靠的方法。依据这种方法，可以从最后一击下的贯入深度和樁尖剛进入承载土层之前的一击贯入深度，用承樁公式来计算樁的最后載重能力。頂尖阻力就等于这两个計算值之差。但是由于这两个計算值都包含有承樁公式应用中所有的不定因素，故这方法所引起的誤差可能很大。

如果探驗工作指出頂尖阻力不足够，则可用鑽孔放樁法来增加这阻力。鑽孔放樁法是压孔或鑽孔至一合适的承载土层的表面。把孔做好后，把樁插入和打入。于是增加了樁尖打入承载土层所需的能量，因此也就增加了頂尖阻力。

如果每樁的荷重并不超过頂尖阻力的 $\frac{1}{2}$ 倍，则不論各樁的間距多少，基础的沉陷量是不重要的。各樁間距 $3d$ 可满足所有实际需要。樁群中的中心樁必須先打入，以保証这些中心樁的頂尖适当地贯入承载土层中。

在某些地区，岩层上复盖着复杂的土层，这种土层是由不规则的砂夾层或砂砾夾层带有較可压缩性土壤（如粘土）夾层或埋于粘土内的石块所組成。这种复杂地层是在軟質沉积土下面。常用的探驗鑽孔並不一定能发现它的复杂性質。但是打試樁时，便会发现地基土壤的性質有变化。例如，第190b图是通过填土和泥炭层打入含有粘土层和粘土夾层的砂土层内的一根樁的深度——阻力曲线，这曲线是由 ab 傾斜段並繼以垂直段所組成。这些突然转变表示樁尖从坚硬土壤进入軟粉沙或軟粘土；如果 b 点标高以下的土壤和它以上的土壤相似，则这曲线將和虛线 bc 一样地連續下去。由于深度——阻力曲线有若干段，故樁尖显然是通过了几层坚硬土层和軟土层。但是樁尖从紧砂层进入松砂层时也会引起十分相似的突变过渡段。这种可能性見第120图。在任何事例中，樁群的各樁在打入不规则土壤剖面的地基土壤时，这些樁必然在极不相同的深度处不能打下。例如，兩根



第193图 (a)施工后一年磚造房屋的等沉陷量曲线，这房屋是由支承于紧砂层上的錐形樁上的連續基脚所支承；(b)在樁載試驗荷重下和建筑物下面同一荷重作用下單樁的荷重——沉陷量关系。

邻近樁彼此相距2.5呎打入地基土壤內，如第120图所示，它們中的一根在深度60呎处就打不下去，而另一根則打到85呎深。如果在长度极不同的各樁樁尖之間的土壤仅是松砂，則在荷重下樁群的状态是完全令人滿意的。另一方面，如果这些土壤有軟粘土夾层或軟粉沙夾层，則樁所支承的基脚的沉陷很大。因此，如果邻近基樁在极不相同的深度处不能打下，則必須在这些樁的附近鑽孔，以决定这种不同的原因。如果鑽孔指出地基土壤在最短樁的标高以下是高度压缩性的土层，則必須使所有樁都打至这种土层的底部以下的标高处。如果不能用射水法达到这种目的，則必須采用鑽孔放樁法。必須把所有在最低的軟土层标高以上不能打入的樁拉出或棄而不用，並用足够长度的樁来代替它們。

在洪积平原和濱海地区，樁基施工之前，常在拟建建筑物的地址上預先堆放填土。如果地基土壤是松砂或其它高度透水性而較不可压缩的土壤，則填土对于樁的作用是可以忽略的。另一方面，如果地基土壤內有軟粉沙层或軟粘土层，則填土的堆置可使樁上的荷重大增，因此，也增加了沉陷。荷兰曾首先发现这种事实，該处的許多房屋是在濱海平原，並建于頂尖承樁上，这些樁通过約60呎厚的极軟土层，至砂层中就不能打入。打樁前不久就在屋址上复盖一厚层填土的地方，曾經发现樁所支承的房屋沉陷很大。祇要注意到这种事实，則沉陷的原因是显然的。

打这些樁之前，可压缩土层在新近堆置填土的重量下逐渐固結，填土就下沉。就在各樁放入之时，由于填土和各樁之間的表皮摩擦阻力阻止樁群上部填土的向下移动，因此这些填土不能隨便沉陷。填土对于各樁的极微向下移动能使樁群以內所有填土的重量传至各樁上。如果 A 是樁群边界內水平断面的面积， n 是樁的根数， H 是填土的厚度， γ 是填土的么重，則由于樁群內填土的重量而作用于各樁上的荷重 Q' 是

$$Q' = \frac{A}{n} \gamma H \quad (56.4)$$

在許多樁群之間的空間中，填土重量引起了逐漸的沉陷。如果樁群是由許多頂尖承樁組成，則各樁並沒有向下移动，因此就樁群而言，樁群四周土壤是向下移动。它把每个樁群向下拉移。

樁群四周粘土固結时，增加了向下拉移力。最小拉移力是取决于粘土表面下沉的距离。下沉极小时，它几等于零；下沉增加时，它也增加。它不能大于粘土层厚度 H 、樁群的四周长度 L 和粘土平均抗剪强度 s 之积。如果 n 是樁群內樁的根数，則最大拉移力是

$$Q_{max}'' = \frac{L H s}{n} \quad (56.5)$$

真正拉移力 Q'' 是在零和 Q_{max}'' 之間。目前它的真正数值仅能由判断来确定。

引起荷重 Q' 和 Q'' 之力叫做負表皮摩擦阻力。各樁之間的間距如果增加，則 Q' 和 Q'' 两值也增加。因此，为了減少負表皮摩擦阻力的作用，各樁之間的間距应減少至 $2.5d$ ，这是合乎实用上的最低要求。

如果房屋在每樁上所加荷重是 Q ，而且这房屋是用通过新填土和軟粘土打入砂层的樁来支承，則各樁的下端最后将达到的荷重是

$$Q_t = Q + Q' + Q'' \quad (56.6)$$

如果这荷重大于樁的頂尖阻力，則不管樁載試驗所得最后載重能力是多少，樁基沉陷量

很大。因此如果頂尖承樁上的基礎必須建築在新填土的地址上，則必須決定頂尖阻力和 Q_1 值，(56.6)式。

通过可壓縮土层打入硬粘土內的樁尖 在这些情形下，各樁上的大部分荷重最后是由樁尖負荷。这样使各樁樁尖附近的粘土产生应力的大量集中。首先由于承樁載重試驗时荷重的主要部分是由表皮摩阻力負荷，其次由于樁尖附近粘土的固結作用很慢，故单樁的承樁載重試驗結果可以完全保証应用的。但是時間长了，則由于这种固結作用所产生的沉陷可能很大。为了求得这种可能性的可靠資料，最好将带有松松地附着尖錐形管头的鋼管通过軟土层打入硬粘土內，在鋼管內放入鋼柱把荷重直接轉递于管头上，並舉行載重試驗。鋼管直徑約等于拟用樁的樁尖的直徑。这尖錐形管头最好是用透水材料做成，例如人造透水石。荷重放在管头上至少一个月。第一个星期內每天測沉陷量一次，此后每星期測二次。依据沉陷資料，繪制時間——沉陷量曲綫，依据这曲綫的形状至少可以粗略地估計樁的最后沉陷量。

各樁的間距应不小于 $3d$ ，以便儘可能地減少承載粘土层的扰动。間距最好是 $3.5d$ 。单独試樁的最后沉陷量和整个基础的沉陷量之間的差別是不重要的。

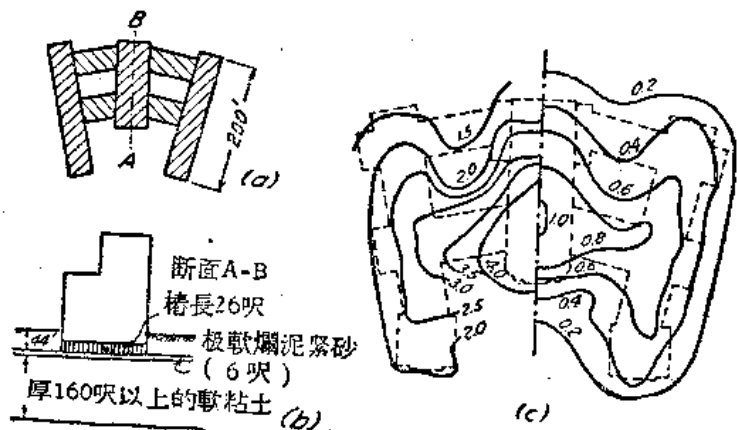
如果基础所佔面积內曾复盖有新填土，則由于有負表皮摩阻力，故基础的設計必須采用每樁上的荷重 Q_1 ，見(56.6)式。

埋在下面是軟粘土的坚硬土层內的樁尖 如果承載土层（例如深厚的紧砂层）是在軟粘土层之上，則樁基的沉陷量是下列两个单独部分之和。第一部分是等于砂层下沒有可壓縮土层时的沉陷量。前小节中曾討論过决定这部分沉陷量的因素。第二部分是由于樁尖埋入的土层以下的可壓縮土层逐漸固結而产生。如果基础設計得好，則第一部分可略而不計，但第二部分可能很大而且有害。即使在近年內亦常會忽視了这种可能性。

在一事例中，80呎长的木樁約5,000根，經過填土和夾有粉沙薄层和軟粘土薄层的50至65呎的疏松細砂层打至穩固地支承于紧砂层內。各樁排列于樁群中，它們的樁頂由許多基脚盖住。每樁荷重約16吨，小于承樁載重試驗所确定的最后載重能力的 $1/4$ 倍，且預料到沒有可以測出的沉陷量。

但是实际上基础沉陷2呎以上，沉陷影响范围是30呎厚的粘土层，它是在最长樁的樁尖以下25呎。粘土的含水量接近于液限。

由于承載土层以下軟粘土的固結而产生的樁基的沉陷量，可以依据建筑物完全可以撓曲和荷重直接作用于承載土层表面上的假定，用第13和36两节的方法进行計算。产生固結的总荷重是等于房屋的总有效重量和挖出土壤的有效重量



第194图 (a)和(b)由樁支承的建筑物平面图和垂直剖面图，各樁打入紧砂层內，这紧砂层下是深厚粘土层，(c)建筑物的等沉陷量綫。左側等沉陷量綫是建筑物完工时观测所得的沉陷量（以吋計），右側等沉陷量綫是依据固結試驗結果和計算所得的相对等沉陷量綫。

之差(見第55節)。這方法的可靠性見第194圖。第194a和b圖分別是影石面的鋼架房屋的簡單平面圖和垂直剖面圖。建築物是放在約10,000根的木樁(長26呎)上,這些木樁的樁尖打入緊砂層的上層。每樁荷重是15噸。由於30噸下的試樁平均沉陷量僅是 $1/4$ 吋,故設計人員沒有預料到整個樁基的最大沉陷量會超過這值。但是施工後2年內實際最大沉陷量已超過1呎。施工末期觀測所得的等沉陷量曲線(以吋計)見第194c圖的左側。計算的等沉陷量綫見第194c圖的右側,它以最大沉陷量的分數來繪制。雖然計算中有簡化的假定,但計算的不均勻沉陷量和實際的沉陷量是符合的,根據沉陷分析的結果,最後的最大沉陷量約18吋,但是由於次時間作用,實際沉陷量是十分大的,見第14節。

為了求得由於樁尖下可壓縮土層的固結作用所引起的沉陷量資料,至少必須用幾個筒式土樣鑽孔補做探驗工作,從這些鑽孔中可求得所有的高壓縮性土層的連續土樣。如果需要精確地預估沉陷量,還必須舉行不擾動土樣鑽孔。土樣試驗步驟和計算方法是和第55節軟粘土層上筏基的沉陷量所述者相同。如果計算結果指出沉陷量可能超過某一容許沉陷量,則必須考慮用其他方法修建基礎。

如果計算結果指出沉陷量是可以容許的,則各樁之間的間距可用埋於砂土內的頂尖承樁基礎所用的同一規則來確定。

頂尖承樁的再打入 如果把樁打過粉沙或粘土,則鄰近各樁可昇高达數吋,以致它們的樁尖不和支承樁尖的土壤相接觸。此後在這些樁上加荷重則會引起了和以前升高相等的沉陷量。因此,如果土壤情況可能引起各樁的升高,則必須在樁頭上設立依拠點,並隨時用水平儀進行觀測。如果觀測到有升高,則基腳施工之前必須再把樁打入。

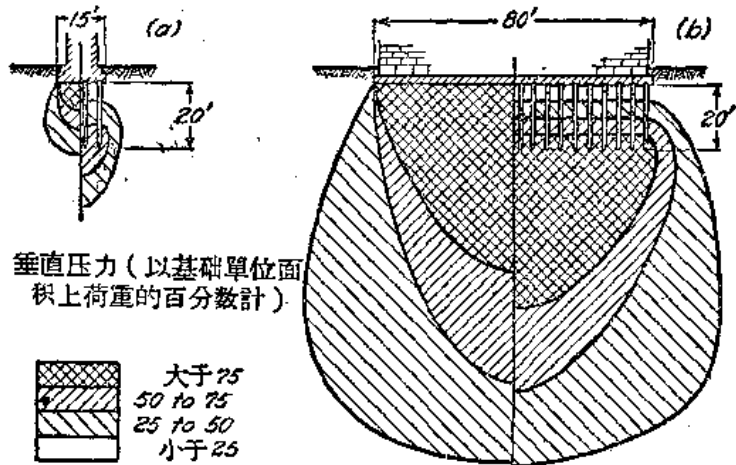
浮樁基的沉陷

在某種軟土地基內,任何種類的樁都能夠繼續貫入至很大深度而無顯著的阻力。這種樁的深度——貫入曲綫和第190d圖類似。這些情況需要採用浮樁基,這種樁基的樁的最小長度並不由落錘夯擊下一定的繼續貫入阻力來決定,而是由樁群的地基損毀安全因數必須至少等於2或3來決定。每組樁群的最後載重能力 Q_c 可用(56.3)式來估算。這式中的 s 值最好能用不同長度的幾根試樁加重至損毀來確定。但是計算之前,必須確定各樁之間的間距。

根據(56.3)式,摩擦樁群的最後載重能力是隨間距的增加而增加。而且,在已知的每樁荷重下,一定根數的樁所組成的樁群的沉陷量是隨間距的增加而減少。故十分大的間距是有利的。但是至今有關間距對於沉陷量的作用的經驗資料是很少的。1915年,軟泥粘土內兩組摩擦樁上荷重分別是240噸^{66,9}。每組有16根樁,長77呎。一組樁的間距是 $2\frac{1}{2}$ 呎,另一組是 $3\frac{1}{2}$ 呎。40天後兩組樁都沉陷 $4\frac{1}{2}$ 吋,但是270天後間距小的一組的沉陷量是11吋,另一組僅有8吋。雖然,極大的基腳必有這種有利之點,但大於 $3.5d$ 的間距是否經濟是值得懷疑的。

如果在某一間距和某一每樁荷重下,一組樁群的樁的根數增加,則土壤內最大應力值和大應力區域的厚度都是增加的。比較第195a和b兩圖中的右側兩圖後,就可瞭解這點。因此,大樁基的沉陷量大於同一間距、同一樁長、同一每樁荷重的小樁基的沉陷量。同樣,如果一座樁基佔有某一面積,並且支承了一定總荷重,則雖然祇需少數樁就可支承荷重,但是它的沉陷量隨樁長的增加而減少。在土壤情況需要浮樁基的各城市中的經驗都証實了這些結論^{66,10}。

第195a和b图的左侧是假定无桩时计算所得的土壤内应力的强度和分佈。依据以下简单假定，可以粗略估计这图右侧的桩基的最后沉陷量。桩长的下面三分点的标高以上，粘土的含水量保持不变，这标高以下土壤进行固结，房屋好像支承于这标高上的柔性筏基一样。桩的存在是不考虑的。根据这种假定，用桩的优点是相当于用实际上不可压缩的材料来替代从基础底面至三分之二的桩长之间的深度内的地基土壤。



第195图 摩擦桩基以下土壤内垂直压力的增加，这摩擦桩基是由荷载等荷重的等长桩做成

(a)基础宽度小于桩长；(b)基础宽度大于桩长。

壤。如果这种深度较基脚宽度大数倍，且各基脚之间的间距很大，则不论地基土壤怎样坏，桩基的沉陷量是小的。另一方面，如果这种深度远较荷重面积的宽度为小，而且荷重面积是大的，则即使在中等荷重下，最后沉陷量也可能很大。这些结论曾由经验证实。经验和理论也都指出：均匀荷重的、等间距的摩擦桩所支承的筏基常是一个浅碟的形状，好像简单筏基一样。

如果建筑物内有地下室，则产生固结的荷重等于房屋有效重量和从地下室开挖的土壤的有效重量之差(见第55节)。

效率方程式

以前的讨论曾指出，桩基沉陷量和基础中每桩荷重下的单桩沉陷量并无关系。对于这种事实的日见增长的認識，曾引起了企图用各种方法来表示桩的根数和间距对于基础沉陷量的影响，就是效率方程式^{56.4, 56.11, 56.12}。但是打桩操作中所遇的土壤异常变化阻碍了建立足够精确而普遍有效的有限数目的效率方程式的可能性。桩的根数和间距对于某一荷重下单桩的沉陷量和同一每桩荷重下桩群的沉陷的比值的的影响，在很大程度上取决于土层的层次和性质。而且，对于一定的桩长和间距，这比值随每桩荷重而变化很大。虽然，现今还没有一个效率理论曾足够地考虑这些重大事实。由于所含的因素很多而且变化很大，故最少可以说效率方程式是否是一个正确方法，是很值得怀疑的。

在目前知识情形下和将来许多年内，最好是依据荷重由各桩所传递到的土壤的物理性质，去单独考虑每种情况和求出拟建桩基的可能沉陷量。前小节中曾述及应用这种方法的例子。如果可能沉陷量超过了容许的最大沉陷量，则必须修改设计。桩基的最大容许沉陷量是由控制基脚和筏基的许可沉陷量的相同因素来确定，见第54和55两节。

如果建筑物所佔面积上荷重的分佈很不均匀，则由于不均匀沉陷所引起的建筑物的副应力显然可用連續的垂直縫把建筑物分成若干部份来消除。

桩的种类的选择

桩基的设计人员可从几种不同的桩进行选择；而且任何一种都可能合适地支承拟建的基础。最后的选择是由经济条件和工作性质的必需条件而定。

直至上世紀末，未处理过的木樁，采用最廣。这种樁比較便宜，但是有两大缺点。第一，木樁必須在最低地下水水位以下截断；如果由于地下水的永久变化，此后地下水水位下降，則樁的最上部份將在較短時間內腐爛；第二，如果打樁过猛，木樁可能压坏，虽然工作人員可能沒有发现任何特異情形^{56,8}。如果把樁浸在木材防腐劑中，則可減除腐爛的危險，但是仅在樁的載重能力較低时停止打樁才能免除压坏的危險。因为混凝土樁或鋼樁較之木樁可以用力打而不致損毀，故这些樁的“安全設計荷重”远大于木樁。实用上的上述情况可由各种樁上通常假定的設計荷重数值来举例証明。这些数值見第25表。

虽然不同种类的樁有着不同的“安全設計荷重”，但是各种樁的間距事实上是相同的。故需要传递某一荷重至木樁的基脚远較混凝土樁或鋼樁所支承的同一載重能力的基脚为大而昂貴。而且混凝土樁或鋼樁上的基脚底面能放在任何方便的标高上，但是木樁上的基脚底面必須放在最低水位的标高以下。許多事例中，混凝土樁或鋼樁的成本是木樁成本的数倍，这种缺点是由上述优点来补偿的。

二十世紀初叶之前，所有混凝土樁都是預先灌制的鋼筋混凝土樁。在以后十年內，广泛采用就地灌制的樁，並且混凝土樁的制造发展，成为高度特殊性的工业。最近建筑鋼也會在工地使用。設計人員所选择的樁可以就它們的装制方法、形状、表面构造和某些其它方面而各不相同。几乎各种樁都具有非常适用于某种土壤情况而不大适用或不适用于其它土壤情况的特点。例如，如果希望樁能由表皮摩擦力来負荷它們的荷重，則圓錐樁較棱柱樁好，球莖樁不能应用。另一方面，如果希望樁能由頂尖承载来支承荷重，則除非其它种樁較為經濟，否則圓錐樁常沒有优点，而球莖樁为最好。为了满足現場上所遇土壤情况的广泛变化，每一大的制樁公司都供应种类很不同的几种樁。

設計人員必須就工程性質合乎特殊要求来选择樁的种类^{56,4}。許多預制鋼筋混凝土樁需要巨型打樁机和导樁架，而且这种导樁架的长度必須足以打最长的樁。它們也需要大的空地来做浇制工場。如果这些条件不能滿足，則不能采用預制樁。如果为了某些理由不能允許打樁的震动，則必須采用千斤頂把樁压下或者把樁安装在鑽孔內。

在每种基樁工程中，設計人員必須考虑这些因素和类似的因素。樁的种类的适当选择需要有判断力、打樁經驗和熟悉本节所討論的原理。

樁基設計和施工的原理的綜述

樁基設計首先需要选择樁的种类、长度和間距，以及每樁的“安全設計荷重”。

第25表 樁的常用設計荷重

樁 的 种 类	許可荷重(吨)
木樁	15~25
混合材料樁	20~30
就地灌制混凝土樁	30~40
預制鋼筋混凝土樁	30~45
互斷面的鋼樁	30~45

选择樁的种类主要是由經濟和实用两方面来考虑。必須依据樁尖阻力来选择不同种类的頂尖承樁，但不是依据总最后載重能力。

頂尖承樁的长度由承载层的位置来确定。任何土壤中的摩擦樁必須做到在經濟上儘可能的长。如果增加摩擦樁的长度，則一定荷重下樁的根数可以減少，整个樁基的最后載重能力增加，並且減少沉陷量。

大头直徑是 d 的木樁的中到中間距 D 必須粗略地符合于以下規則：打至岩石的頂尖承樁，或者打过地面上填土后不久就通过軟粘土层打至砂层的頂尖承樁， $D=2.5d$ 。

通过压缩性小的土层打入紧砂中的頂尖承樁和松砂中的摩擦樁， $D=3d$ 。打至硬粘土中的頂尖承樁和在軟粘土中的摩擦樁， $D=3d$ 至 $3.5d$ 。

“安全設計荷重”可用承樁公式或承樁載重試驗來確定。承樁載重試驗較為精確。但是如果每樁荷重小于“安全設計荷重”，則樁基並不合適。它可能有大的沉陷，或者如果它是浮樁基，它可招致完全損毀。為了避免這些危險，必須考慮樁群的作用。

用效率方程式去推求樁群作用的方法似屬迷惑之事。一切現有方程式都需要有很大的適用範圍，但是實際土壤情況的變化使得這種方程式不可能有較大的應用範圍。故效率方程式不可應用。本書述及依據土壤剖面來判斷樁群作用的一般規則。

除非每樁荷重遠小于頂尖阻力，否則打過壓縮性大的土层進入砂土层中的頂尖承樁的沉陷量是很大的。如果落錘夯击能量的大部分是消耗于最上土层的表皮摩擦力，則頂尖阻力可小于“安全設計荷重”。在值得懷疑的情況下，必須測定頂尖阻力。如果頂尖承樁的樁群中的單樁在很不同的深度處打不下去，則必須在樁群附近舉行鑽孔以決定變化的原因。如果鑽孔指出在最短樁和最長樁的標高之間的土壤含有軟粘土或粉沙夾層，則通過最低夾層的標高以下的這些樁才能認為合適的。其它樁必須棄而不用，並用代用樁來代替，這種代用樁必須用沖水法或鑽孔放樁法打至必需的深度。

打過支承新填土的粘土层的頂尖承樁樁群不僅受建築物重量的作用，而且也受到各樁群內每樁之間的新填土重量和樁群垂直邊界上負表皮摩擦力的作用。

如果大樁群內各樁的樁尖打入軟粘土层以上的砂层內，或者如果這些樁羣完全埋于軟粘土中，則顯著的逐漸沉陷是不可避免的，而且必須在施工前加以估計。

對於整個樁群而言，軟粘土內的摩擦樁的大樁群，並沒有地基損毀的足夠安全。故經常必須估計這種損毀的安全因數。

如果不用射水法把樁打入砂土中，則應從樁群中心向四邊打樁。不論最後一呎的击數多少，軟粉沙或軟粘土內的摩擦樁必須打至同一深度。任何其它類樁必須繼續打到最後一呎击數等于用以求得設計荷重資料的試樁的击數為止。如果頂尖承樁必須打過堅硬土层，而且這土层以下是可壓縮的軟土层或兩者交迭，則必須用射水法或鑽孔放樁法。

參考文獻

56.1. R. D. Chellis, *Pile-Driving Handbook*, Pitman Publishing Corp., New York, 1944. See Chapter IV, Selection of Driving Equipment, and Chapter V, Selection of Type of Piles and Method of Driving. 本書象其它討論樁的書一樣，過分注意承樁公式，第268頁上所列各公司的目錄可作參考。

56.2. K. Terzaghi, The Actual Factor of Safety in Foundations, *Structural Eng.* Vol. 13 (1935), pp 126-160. 樁基沉陷觀測的結果。

56.3. A. E. Cummings, Pile Foundations, *Proc. Purdue Conf. Soil Mech.*, Lafayette, Ind., Sept., 1940, pp 320-338. (Reprints issued by Raymond Concrete Pile Co., New York). 實用上樁的種類選擇的綜述。

56.4. W. F. Swiger, Foundation Tests for Los Angeles Steam Plant, *Civil Eng.*, Vol. 11 (1941), pp 711-714. 細砂內樁羣載重試驗的結果和加利福尼亞州效率方程式的討論。

56.5. R. M. Miller, Soil Reactions in Relation to Foundation on Piles, *Trans. ASCE*, Vol. 103 (1938), pp 1193-1236. 敘述樁基所遇土壤情況的變化。

56.6. V. Hansen and F. N. Kneas, Static Load Tests for Bearing Piles, *Civil Eng.* Vol. 12 (1942), pp 545-547. 在樁頂以下不同深度處決定頂尖承樁的總荷重的工地測驗。

56.7. H. Press, The Bearing Capacity of Pile Groups in Relation to that of Single Piles (in German), *Bautechnik*, Vol. 11 (1933), pp 625-627. 在松砂內決定樁羣內的樁數對於單樁載重能力

的作用的巨型測驗。

56.8. T. C. Bruns, Don't Hit Timber Piles Too Hard, *Civil Eng.*, Vol. 11 (1941), pp 726-728. 木樁由于过分夯打而損毀的討論。

56.9. C. W. Staniford, Loading Tests of Lagged Piles, *Eng. News*, Vol. 74 (1915), pp 76-77, 不同間距的兩組摩擦樁的試驗結果。

56.10. N. W. B. Clarke and J. B. Watson, Settlement Records and Loading Data for Various Buildings Erected by the Public Works Department, Municipal Council, Shanghai, and J. A. Favret, Foundation Data, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. II, pp 174-186. 中国上海浮樁基的沉陷資料。該書第三冊第 92 至 96 頁有卡尔, 塔薩奇的討論。

56.11. F. M. Masters, Timber Friction Pile Foundations, *Trans. ASCE*, Vol. 108 (1943), pp 115-140. 几組摩擦樁的承樁載重試驗和試驗結果的理論解釋。由于土壤性質的資料不足, 間距对于樁羣的最后載重能力的影響能肯定。关于理論方面, 參閱第 147 至 149 頁 R. D. Mindlin 的討論和第 162 至 169 頁 A. E. Cummings 的討論。

56.12. *Uniform Building Code*, Pacific Coast Building Officials Conference, Los Angeles, 1940, pp 206-207. 典型的效率方程式。

第57節 墩 基

墩台的功用

墩台主要是和承樁或樁羣具有同一功用的棱柱或圓柱。如果墩台用以支承桥梁, 則它的唯一功用是把荷重傳遞至最深冲刷深度以下。在某些半乾旱地区內, 墩台是用以傳遞荷重至高塑性粘土的週期乾燥层以下, 見第21节。但是在所有其它情形下, 墩台是用以傳遞荷重至軟土层以下的堅硬土层, 它的作用像頂尖承樁一样。

墩台和承樁的主要区别是在于安装方法和这方法对于沒有大量沉陷危險时基础上所加荷重的影响。第56节曾經述及, 不論表皮摩擦力多少, 頂尖承樁上的設計荷重不可超过頂尖阻力。頂尖承樁是用落錘打入的。这方法是很好的, 但是每时击数超过某一数值时, 必須停止夯打。这时的頂尖阻力可大于常用的設計荷重, 但是它也可能远小于常用的設計荷重, 主要視表皮摩擦力所消耗的打樁能量而定。墩台一般是用某些开挖方法来安装的, 这些开挖方法較打樁为慢, 但是它常可繼續进行, 一直到开挖底面达到施工圖所需要的标高为止。故墩台和承樁的相对优点, 主要視土壤情况而定。这事实如下例所示。

如果一承樁通过軟土层打入紧砂层, 則樁尖使砂土压紧。由于墩台的安装方法並不使砂土压紧, 但是相反地使砂土有膨胀的机会, 故这承樁的頂尖阻力必較同一直徑的圓柱墩台大数倍。另一方面, 如果紧砂层是在薄軟粘土层和厚砂层的交迭层以下, 則大部分打樁能量消耗于表皮摩擦力, 而且在頂尖阻力还很小时就必须停止打樁。在这种情形下, 墩台可能較頂尖承樁既安全又經濟。

如果良好岩石上有厚层的风化岩石, 再上层是軟的淤积土, 要把建筑物的重量传至良好岩石上, 則最好是采用墩台, 理由如下。某些风化岩石是和中等粘土甚至是軟粘土具有同样的壓縮性。但是它們通常夾有許多不甚风化的大碎石。这些碎石使樁尖不能打入良好岩石, 而它們容易从墩台的挖方中除去。

墩台的种类

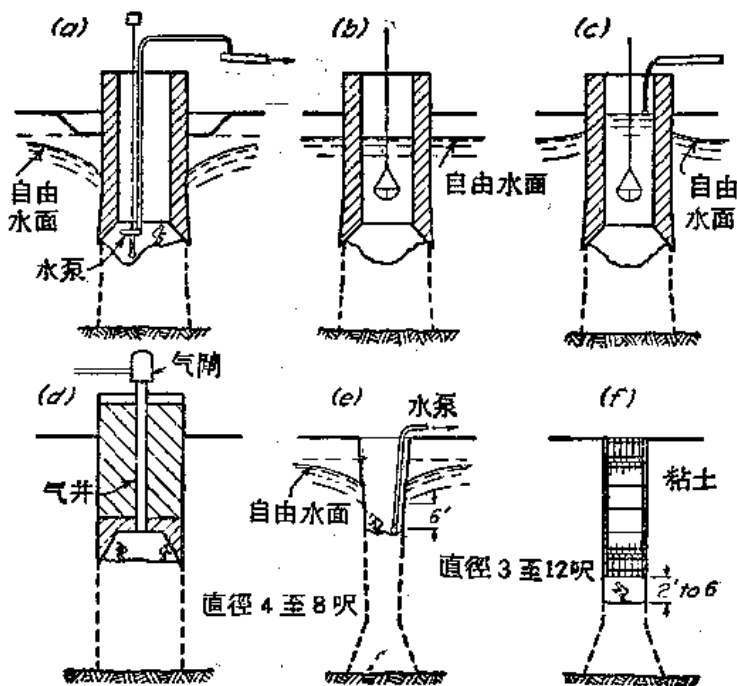
因为樁和墩台具有同一功用, 故两者之間並無明显的区别。安装于鉆孔中的就地灌制樁可叫做小直徑的墩台, 因为至少在理論上鑽孔能打至任何深度。鑽进沉箱是用具有銳刃鞋的特厚鋼管向下打至岩石, 並打到它所能进入岩石的深度为止。在这方面, 沉箱就是樁。在不能再打下去时, 移去管内土壤, 用岩心鑽头鑽过风化頂层並鑽进良好岩石,

並在孔和管填以混凝土。這些方法就是墩台的特性。

在典型的承樁和典型的墩台之間的基础种类很多，它們在安裝方法上也有大的不同。如果墩台的直徑很小，可以採用井鑽法，則幾乎在任何土類中都可以裝置墩台。另一方面，修建大直徑墩台的最合適方法主要是由土壤情況來確定。如果採用在某種土壤情況下實際上不能應用的方法來建造這種墩台，則施工人員必須在施工期間變更施工方法。這種方法的緊急變更既耗錢又費時。故選擇大直徑墩台建築方法的工程師必須熟悉成功的先決條件。下節中將討論最普通的施工方法。

大直徑墩台的施工方法

大直徑墩台的施工方法普通分為兩類：沉箱的下沉和開口井筒的開挖。嚴格地說，沉箱是在裡面進行開挖的井筒。井筒下降到基礎底面的標高處，最後成為整個墩台的一部分。沉箱的最老式樣是沉井或開口沉箱，見第196a至c圖。在沉箱底面處土壤開挖時，井筒由於自身重量而下沉。如果沉箱底面是在地下水水位以上，或者從敞口集水坑用水泵把水抽出，則可用人工進行開挖，見第196a圖；否則必須用浚泥機挖土，見第196b至c圖；沉井到達預定深度時，就在水中澆灌混凝土，使沉箱之底封住。在沉箱下腳切緣途徑上的障礙物（如漂礫或埋在地下的木頭），可使沉箱的下沉延遲數天或數星期。如果不能在適當時間內把它們除去，則必須採用壓縮空氣法繼續工作，見第196d圖。沉箱下降時，工作室內的空氣壓力保持着和切緣標高處孔隙水分的靜水壓力一樣。為了人類生理上的關係，空氣壓力的應用是限于水面下約120呎的深度。大於40呎深度時，成本大增。如果需要在混凝土澆灌之前清除墩底挖方，則也必須採用壓縮空氣法以代替抽水法。



第196圖 墩台的建築方法

(a至c)敞口沉箱法；(d)壓縮空氣沉箱；(e)設置鋼圈護壁的敞口沉井(格法)；(f)鋼圈和木架護壁的敞口沉井(芝加哥法)。

建築墩台時一般所採用的兩種開口井筒法是格法（見第196e圖）和芝加哥法（見第196f圖）。除非可以用水泵或吊桶把水排去，否則兩種方法都不能採用。在格法中，挖方四周是用一組鋼筒支撐，每一鋼筒的直徑較它的上面一個鋼筒小2吋。用輕錘打入鋼筒，用人力挖土。井筒最下部分常造成鐘形。開挖完成后，在井筒內澆灌混凝土，逐一取出鋼筒。

芝加哥法專用於粘土。圓柱孔用人工開挖至某一深度，這深度在軟粘土中為2呎，在硬粘土中為6呎。挖孔的四週精確地修削，並用垂直板牆和二個以上鋼圈扶住粘土。然

芝加哥法專用於粘土。圓柱孔用人工開挖至某一深度，這深度在軟粘土中為2呎，在硬粘土中為6呎。挖孔的四週精確地修削，並用垂直板牆和二個以上鋼圈扶住粘土。然

后把孔挖深几呎，並用同法扶住粘土。当孔底到达最后标高时，在孔內填塞混凝土。在均匀一致的粘土中，水不致引起困难，但是如果遇到砂或粉沙的积水层，则需要特殊的施工方法。

敞口挖方时挖方底面的稳定性

墩台挖方底面的稳定性是由控制敞口挖方底面稳定性的同样因素来确定，見第47和48两节。在极紧砂中，可以从沉箱或开口沉井抽水而不致破坏底面以下土料的稳定性，因为渗透压力所产生的变形並不引起中性应力的增加。但是在松砂中，变形产生了超静水压力，可使砂土液化。在一事例中曾經成功地采用格法（第196 e 图）来修建一組墩台的最初部分。挖方是通过紧密細砂层挖至水面以下約10呎的岩石。但是在一部分房屋屋址以下，当挖方开挖至水面下几呎之时，砂和水的混合物在井筒內升起。所有阻止水流的方法都失敗，而且其余各墩台必須用不要抽水的方法来修建。对于这种未料到的发展，最可能的理由是后来的井筒貫入到大的松砂团。这种被紧砂圍繞而粒徑特性基本相同的松砂团是常有的。

如果不能从集水坑抽水，那么代替的方法就是从点井抽水以預先排除土壤內水分，在压缩空气下开挖或浚挖。除非拟建墩台底面是在吸水总管以下的深度約小于20呎，否則点井不能应用，見第47节。如果土壤是細粉沙，則甚至是真空法也不能使土壤稳定（見第47节）。由于压缩空气法的耗費和其它的限制条件，見前一小节，故代替抽水的最普通方法就是浚挖。

在砂土內浚挖常移去較沉箱体积为大的砂土体积。如果是松砂，則挖除砂量可能是沉箱替代体积的两倍。挖方过多会损失土地，並使附近地面下沉。但是，如果維持沉箱內的水面高于外面水位以上几呎，則几乎可以完全防止土地的損失，見第196 e 图。这个超水头使沉箱內的水流入挖方底面以下的砂土，它的相应渗透压力使砂土的上昇趨勢消失。为了維持这水流，开挖工具必須从沉箱內慢慢提出。

为了研究某种排水方法是否可用于某一工程，而需要的土壤探驗工作已在第47节敞口挖方的排水方法中論述。

沉箱下沉时浚挖和压缩空气两种方法的选择，必須考虑若干因素。如果采用浚挖法时土壤內遇到了障礙物，則它引起了未料到的時間延誤。由于用压缩空气法时工作人員可接近障礙物，故这法可避免这种危險。它的另外的优点是墩台底面能細心制作，而且所有疏松土料都可除去。另一方面，压缩空气的应用是很昂費的。

表皮摩擦力的測估

在沉井式的沉箱內进行开挖时，沉箱四周土壤是由井壁来支持。地面以上的井圈上加井圈；开挖时沉箱滑下。表皮摩擦力阻止着向下移动。为了克服表皮摩擦力，在輕沉井上（如鋼沉井）必須加死重量。另一方面，重沉井（如鋼筋混凝土沉井）可由它的自身重量下沉。

加重量于沉箱頂部是一个复杂的步驟，它使施工費用大增。故混凝土沉箱的設計通常是使它的重量在施工的各个阶段都超过表皮摩擦力。故設計要求有表皮摩擦力的数值。經驗指出，依据土壤試驗来寻求表皮摩擦力的理論方法是完全不可靠的（見第30节）。关于表皮摩擦力現有資料的主要来源是使粘附的沉箱开始移动时所需荷重的記載。这些記載指出，对于某一种土壤，每单位接触面积的表皮摩擦力在深度約25呎以下接

近于一个常数。第26表載有沉箱在深度25至125呎內所得之值。对于每种土料，这数值的范围很接近于同一土料中樁的表皮摩擦力的数值范围。但是因为某一土料的 f_s 值是取决于沉箱最下部分的形状、开挖方法和沉箱的直径，故这些数值很难完全一致。除非已经知道沉箱下沉所遇到的一切情况，否则不可相信鄰近地区的其它工程中所用的数值。粘土的表皮摩擦力是随时间而增加的。

第26表 沉箱的表皮摩擦力

土壤种类	表皮摩擦力, f_s (磅/平方呎)
粉沙和軟粘土	150~600
极硬粘土	1000~4000
松砂	250~700
紧砂	700~1400
紧礫	1000~2000

如果沉箱的外面有一层光滑的油腻的敷面，而且沉箱下沉时敷面具有足够的粘附力而不致磨去，则混凝土沉箱的箱壁和細粒土壤(如粉沙或粘土)之间的摩擦力可以大大减少。旧金山至奥克兰的海湾大桥桥墩所用沉箱曾应用这种敷面。施工前的摩擦力試驗結果指出，这敷面使混凝土和硬粘土之间的摩擦力約减少40%。

砂土上墩台的許可土壤压力

墩台的功用通常是经过可压缩的軟土传递建筑物重量至坚硬土层。如果桩打入这种土层內，则樁上整个荷重最后几乎是由頂尖阻力所負荷(見第56节)。同样，墩台上整个荷重事实上最后祇是由它的底面所負荷。故由較可压缩土壤围绕着的墩台上的許可荷重不可包括任何表皮摩擦力值。

低压缩性的砂土可完全包围着桥墩的埋入土內部分，而且这砂土能由表皮摩擦力負荷着墩台上荷重的相当部分。但是这种墩台的底面通常是在最大冲刷深度以下的适当深度处，見第53节。在非常大水时期內，墩台四周的大部分砂土暂时冲掉。故甚至是完全被砂土包围的桥墩，也必须假定墩台上整个荷重是由墩底所負荷。

即使墩台四周土壤冲掉，砂土上墩台的損毀安全因数通常是足够的。由于安全因数实际上随基础深度的增加而迅速增加，故可以認為墩台不致遭受地基損毀。因此，祇要考虑沉陷来确定許可載重量。

砂土上荷重面积的沉陷量在很大程度上是取决于施加荷重前砂土內所受应力的情况。墩台施工之前常是挖一个井筒。开挖时井筒筒壁和井筒底面附近的砂土內的一切应力是減輕了。如果井筒的深度超过它的直径4至5倍，则井筒底面附近的砂土內的应力状态事实上和井筒深度无关。故墩台的基础深度对于它的沉陷量的影响，較之它对最后載重能力的影响为小。下述观测曾証实了这个結論。

两块圓形承重板放在同一深度处进行載重試驗，它們的面积分別是1平方呎。其中一块承重板是放在大的开口井筒底面上，另一块承重板是放在直径为1.15呎的鑽孔底面上。荷重为2吨每平方呎时，井筒中的承重板的沉陷量是0.90吋，鑽孔中的承重板是0.52吋。

曾經在第124图的井筒內进行同样的試驗。井筒挖到深度約50呎后，在1呎見方的承重板上进行載重試驗。荷重2吨每平方呎时的沉陷量是0.25吋。第二块3.3×3.3呎承重板放在井筒底面上，承重板的四边和井筒四周之間的窄狭空間用混凝土填塞，以防止受到荷重的砂土发生局部隆昇。荷重2吨每平方呎时，承重板的沉陷量是0.47吋^{57.1}。根据(54.1)式，如无側限或超荷重，則同样砂土的表面上同一大小的承重板的沉陷量是0.59吋。

这些观测和其它各种观测都指出，砂土上墩台底面在任何深度处的沉陷量，並不較同样性質的砂土上同样面积的受到相等荷重的基脚的沉陷量的一半为小。故砂土上墩台的許可載重能力可假定等于同样状态的同样砂土上基脚的許可載重能力的二倍，見第54节。如果墩台底面上的单位超压力並不超过这值，則最大沉陷量並不超过1吋。而且，如果一切墩台底面都大致有同一寬度，則各墩台之間的不均匀沉陷量並不超过1/2吋。如果設計人員認為可以容許較大的沉陷量，則他可以相应地增加載重能力。

如果桥墩底面和冲刷可除去砂土的标高十分接近时，則需要修正这种方法。冲刷暫時使墩台的基础深度減少至小于底面寬度的4或5倍。故这种墩台底面上的压力不可超过在饱和状态下的同样砂土上同一面积的基脚的压力。

粘土上的墩台

不論墩台底面是在什么深度，硬粘土上墩台底面的許可压力是由粘土上基脚的許可荷重的規則来确定(第22表)。由于第77图中的剪应力 f_s 和 t 在某些程度上使墩台的最后載重能力增加，故这些規則的应用偏于安全方面。

可以安全地应用于墩台下粘土的总荷重是等于墩台底面上的許可荷重和施工时挖去的土壤的有效重量之和。故如果把墩台做成空心，則在墩台底面上某一許可荷重下，大墩台上的設計荷重可大增。这事实曾多次地应用于桥墩的設計。

粘土上墩台的沉陷量像基脚的沉陷量一样，它在很大程度上是取决于粘土的荷重历史。正常荷重粘土上的墩基是不經濟的，它的沉陷量是不容許的。故墩台仅修建在預先压縮的粘土上。但是如果墩台所佔据的面积大，則它下面的粘土的預先压縮状态並不能防止重大的沉陷。下述观测可表明以上的論述。約在上世紀末，桥墩用压縮空气法修建在但尼伯河下面預先压縮的极硬粘土厚层上。各墩底面是75呎长，20呎寬。墩台底面上的有效荷重是3.3至4.8吨每平方呎。对于极硬粘土而言，这种荷重远較地基損毀的临界值为小。但是在半世紀內，各墩台的沉陷量差值等于3吋。最大沉陷量並未能肯定，但是最大沉陷量无疑地远較不均匀沉陷量为大。因此，如果硬粘土上的墩台底面佔有大的面积，則必須进行沉陷計算。預先压縮的粘土上荷重面积的沉陷量測定中的不定因素已在第13节討論过。

天然複式土层上的墩基

天然複式土层上墩基和这种土层上的基脚基础並無基本不同。墩台可按照剛性底面上的墩基來設計，但是这設計必須輔以沉陷計算(見第55节)。

墩台底面許可載重量的估計規則的綜述

1. 砂土上墩台底面的許可載重能力等于同一性質的砂土上佔有同一面积的基脚的許可載重能力的两倍(見第54节)。依据这些数值所設計的墩台的沉陷量不会超过1吋。如果可以容許較大的沉陷量，則可相应地增加載重能力。如果大水时的冲刷作用可将冲去的砂土圍繞着墩台，則它的許可載重能力等于同一性質的砂土上同一大小的基脚的許可載重能力。

2. 如果墩台的开挖是用浚挖方法，則在浚挖的井筒內的水面必須保持在外面水位以上数呎。这样可減小砂土向挖方底面流动的趋势。但是，即使阻止了水流，挖方底面仍是很不平整的，而且局部复盖着一层松砂。因此，如果用浚挖法来开挖砂土，則必須考虑砂土的不可避免的扰动。如果在压縮空气下进行开挖，則不需要这种考虑。

3. 正常荷重粘土是不适宜于支承载重的墩台。预先压缩粘土上墩台的许可载重能力可依据第22表来选择。如果各墩台底面的宽度超过10呎，则必须进行沉陷计算。

4. 天然筏式土层上的墩基需要像这种土层上的基脚基础一样的探验工作。

参考文献

- 57.1. 见参考文献 44.9. 井筒底面在地面下不同深度处的载重试验结果。
- 57.2. E. L. Corthell *Allowable Pressures on Deep Foundations*, John Wiley & Sons, New York, 1907. 沉箱的表皮摩擦力和现有墩台底面上的压力资料汇编。
- 57.3. H. L. Wiley, The Sinking of the Piers for the Grand Trunk Pacific Bridge at Port William, Ontario, Canada, *Trans. ASCE*, Vol. 62 (1909), pp 113-134. 表皮摩擦力的资料。
- 57.4. Load Tests on Piers for Chicago New Union Station, *Eng. News-Record*, Vol. 88 (1922), pp 822-824. 用芝加哥法建筑的墩台上表皮摩擦力的大型测验。
- 57.5. H. S. Jacoby and R. P. Davis, *Foundation of Bridges and Buildings* third edition, McGraw-Hill Book Company, New York 1941. 第九章至第十一章内载有大型墩台的普通建筑方法的一般叙述。第十章也有表皮摩擦力的资料。

第58节 壩 基

概論

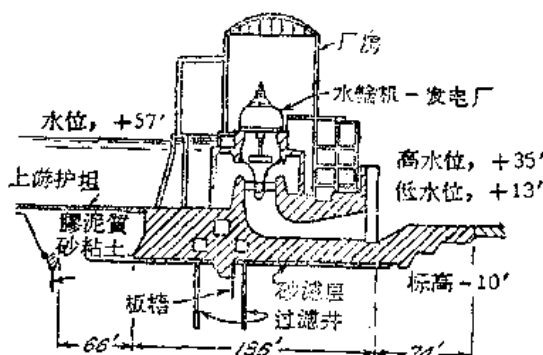
除非蓄水坝可以建在岩石基础上，否则高度大于约200呎的蓄水坝普通认为是难于做到的。故本节仅讨论高度较小的坝基。

一般坝基必须满足下列要求的一部或全部：不均匀沉陷量不能过大；必须没有滑动损毁的危险和坝底铺展损毁的危险；水库的渗漏量必须在容许范围。这些要求的相对重要性视数个因素而定。例如纯混凝土坝或钢筋混凝土坝，除非它有不透水接缝，以允许建筑物的不同部份相对移动，否则它们的刚性足以使大的不均匀沉陷量不发生严重的损害。另一方面，堆石坝和土坝除非它们有混凝土截水墙或联接有像混凝土输水道的这些十分刚性的辅助建筑物，否则它们对于坝底的变形是不敏感的。不论是在防洪建筑物中，地基土壤渗水的损失是重要的。由于坝基问题的复杂性，故它的设计远较尾基的设计为困难。成熟的判断和广博的经验是重要的。故本书仅述基本原理和一般方法。

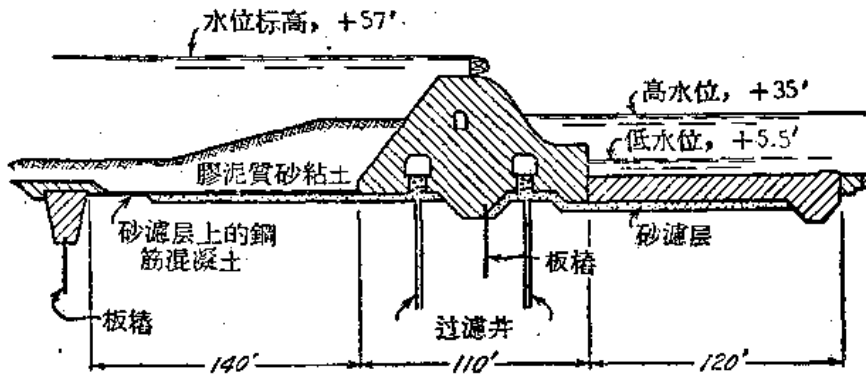
坝基的沉陷

如果是刚性坝或者有刚性建筑部分的坝，则施工之前需要预估沉陷量，以确定各种不同建筑物之间是否需要接缝，而且如果有沉陷，则必须预估有多少移动。沉陷的预估方法和房屋沉陷估计方法并没有相异之点（见第36节）。如果常能善于采用沉陷观测方法，则能够补充未来沉陷的可用资料（见绪论）。兹举苏联斯维尔河上一坝的下列历史为例。

这坝包括有钢筋混凝土厂房部分和纯混凝土溢水部分，分别见第197和198两图。这坝是在厚度至少300呎的很大预先压缩的成层粘土的沉积土上。根据



第197图 苏联斯维尔河，成层粘土的厚沉积土上土壩的电厂部分的断面



第198图 苏联斯维尔Ⅱ，厚粘土层上壩身断面，用在上游的加重混凝土护坦来增加滑动的稳定性

第13节，预估由于预先压缩粘土的固结而产生的沉陷常是很不可靠的。而且，工作计划不可能在施工之前举行精细土壤探察工作。故决定依据试井内采取少数代表性土样的试验结果，作初步沉陷计算。这种估计指出，厂房和附近溢水坝坝身之间必须有接缝，同时坝身和附近护坦之间，不能容许有刚性的连接。

初步沉陷计算也指出，水库满水时可使厂房向上游倾斜约 1° 。因为水库满水前必须装置水轮机，而且计算的倾斜度远超过水轮机工程师认为可以允许的数值，因此决定装置水轮机的轴不垂直，使水库满水时这轴变成垂直。为了求得倾斜度的较精确数值，曾根据初步土壤试验结果计算在不同施工阶段地面上和地面下许多点的位移。施工时，进行位移的测量。结果求得实际位移是计算位移的0.35倍。故水轮机的轴向下游倾斜 0.35° 。水库满水时，轴实际上是垂直的^{58.1}。

混凝土坝的滑动安全

混凝土坝地基土壤内的滑动面可以在像净砂那样的极透水土料内，可以在像粉沙那样的中等透水性土壤内，或者可以在实际上不透水的粘土内。下列讨论中，仅述及两种极端的可能情况。

如果滑动面在砂土内，则每呎坝长的总滑动阻力(磅)是

$$S = (P - U) \tan \phi$$

式中 P = 坝底上总垂直压力(磅每呎)，这压力是由于坝重和坝的斜面上水压力的垂直分力而产生；

U = 坝底上的总中性压力(磅每呎)；

ϕ = 混凝土和砂土之间的摩擦角。

因为 $\tan \phi$ 值常至少是0.6，而且因为中性压力 U 通常能采取适当排水措施来减少至极小值，故避免滑动的危险是很少有困难的。

另一方面，如果地下土层内含有水平软粘土层，或者坝是在厚粘土层上，则想获得抵抗滑动的足够阻力是极困难的。坝下粘土固结后，凝聚力和摩擦力抵抗着它的滑动。但是由于粘土的渗透性低，故固结极慢，而且固结速率很少能够可靠地预估。故通常最好是假定施工末期的摩擦阻力仍可略而不计，而仅视凝聚力决定。

为了使第198图的坝在它下面的粘土固结之前能够安全地抵抗滑动，在上游用钢筋混凝土护坦把坝底宽度由110呎增加到250呎。因为护坦是坝身的一个整体部分，故凝聚力抵抗滑动的全长是250呎。由于粘土在坝身的重量和护坦上水的重量下发生固结，

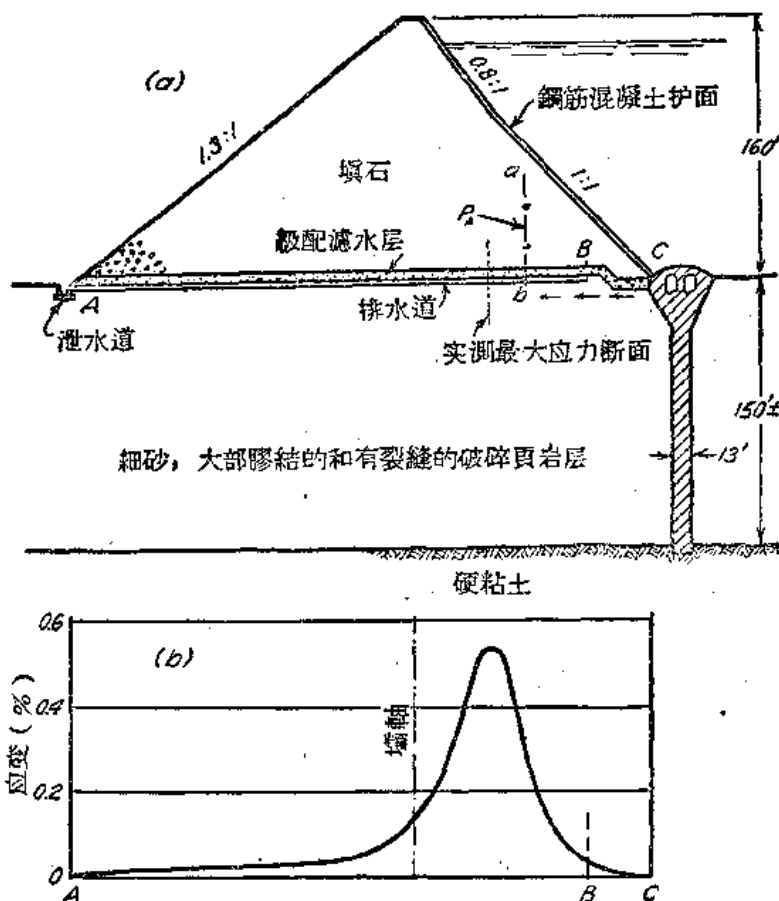
故安全因数增加。为了使水的重量起作用，护坦的下面必须排水。

鋪展損毀的失事

第199a图是堆石坝的垂直断面。 ab 线是平行于坝轴的垂直平面。填石中心部分材料所施加的侧土压力 P_A 作用于这平面上。这压力 P_A 使 ab 和坝趾 C 之间的填石向外推动。这种情况适用于平行于坝轴的每个垂直平面。故坝身下面土壤受到水平剪应力的作用。这些应力的作用是取决于坝底处和就在坝底下面的土壤的抗剪强度。

如果坝身在砂土上，则坝底处或坝底下面抵抗剪损的阻力常远大于填石有鋪展的倾向而产生的剪应力。故第199a图的压力 P_A 仅使坝底宽度稍微增加。但是这种增加可以很大，以致使坝身工程的较刚性部分失事。第199a图的坝的历史就是一个例子。这坝的上游面有钢筋混凝土护面，它和截水墙最上层的放宽部分相接。因为截水墙宽度是13呎，故它是很刚性的。填石堆置后，上游坝趾向外移动约11吋，下游坝趾向外移动约1吋。和坝高比较，这些移动是极小的。但是它们足以使截水墙上部的40呎折断。因为裂缝使水库和截水墙下游部分之间形成自由通道，故水库充水前必须在这些裂缝中灌浆。

第199b图是坝底上的水平应变的分佈。填石堆置之前，排水道各部分之间的接缝是紧密地接合的，但是填石堆置后这些



第199图 (a)砂碎砂岩和頁岩上的堆石壩的断面，
(b)由于填石的鋪展作用，水平应变的分佈。

接缝就移开了，测量这些移开距离，就求得这些资料。因填石的上游坡度远较下游坡度为陡，故上游坝坡下面的剪应力和水平应变远较下游坝坡下面为大。填石坝底的移位大小不能依据土壤试验来可靠地预估。故资料的唯一来源是现场观测的成果，例如第199b图所示。

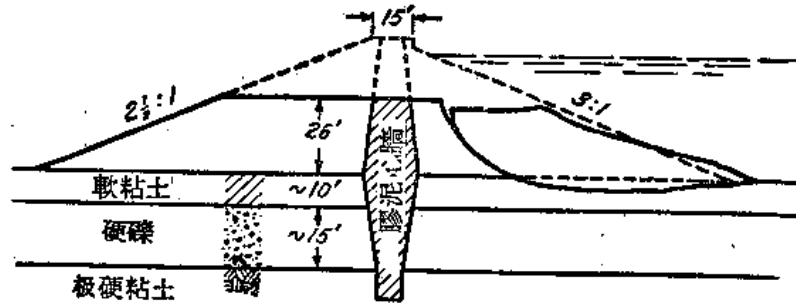
如果堆石坝或土坝的地基土壤在较浅深度处有软土层，由于粘土内滑动面上的鋪展作用，鋪展倾向所引起的剪应力足使坝土損毀(見第200图)。这种損毀的力学原理和防止方法已在第52节討論。所有这种大損毀曾在施工时发生。时间一长，粘土的抗剪强度增加，因此鋪展損毀的安全因数也增加。

渗漏的水量损失

如果坝是为了发电、给水或灌溉而蓄水，则安全并不是唯一的要求。坝基设计必须使渗漏的水量损失不超过工程负责工程师预先规定的某一最大值。

水量损失部分是通过坝身而发生，部分是通过水库两侧和坝基的天然土壤而发生。因为通过坝身的渗漏能在适当的成本下减少至很少水量，故只有通过坝下和两侧天然土壤的损失才是一个严重的问题。

如果坝是在透水土层上，透水土层下适当深度处有不透土层，则坝身下的渗漏可由截水墙来阻隔，这截水墙从坝底伸至紧密土层。第200图的土坝截水墙是由胶泥粘土心墙组成。如果不透土层是在较大深度处(见第199a图)，则整个坝长内用一条完整的截水墙的费用是不允许的，祇有中心部分的截水墙才筑至不透土层。如果不透土层是在实际上难于达到的深度处，则截水墙仅筑到使渗漏损失在允许范围内所需的深度(见第201a图)。在任何情形下，截水墙必须筑至坝的两端以外的斜坡内若干距离，以便减少坝的两端处的水平渗漏损失。



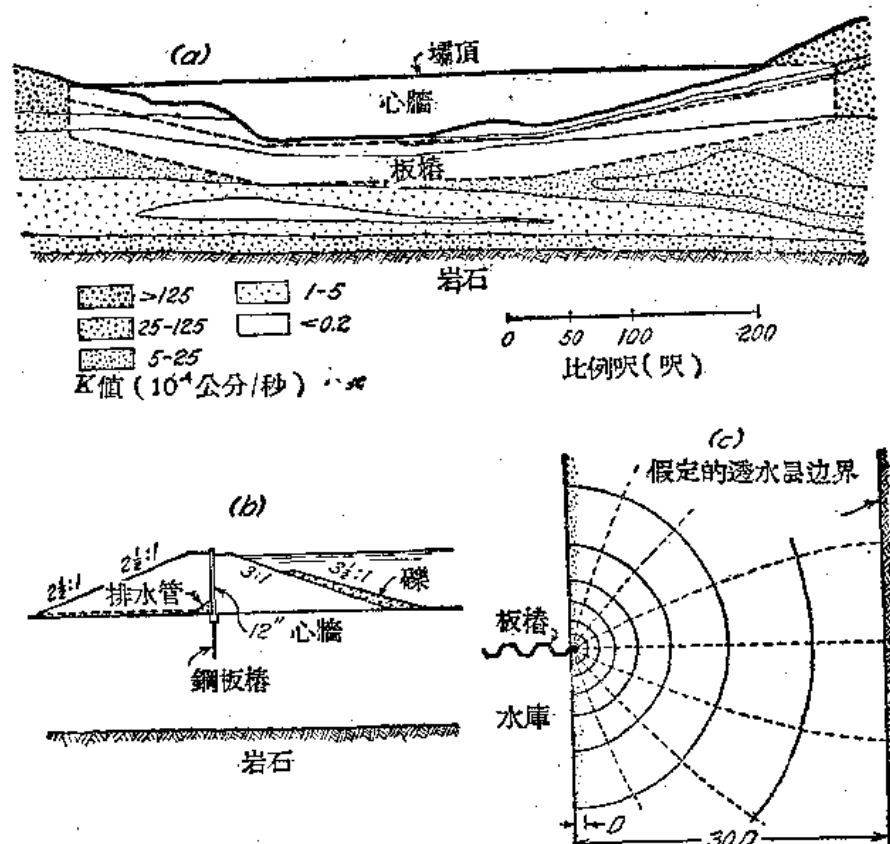
第200图 由于坝底和下面砾层之间的粘土层的铺展作用，土壤在施工时的损毁

为了校核某坝的设计是否满足所规定的要求，必须在施工之前估计渗漏损失。天然地基内渗漏水仅能依据像第126图的渗透剖面来估计。第201a图是同一渗透剖面的主要概况，它的纵横比例尺是一样的，第201b图是坝身断面。坝身的渗漏是用12吋钢筋混凝土心墙来阻隔，这心墙是在坝底处的板桩截水墙上。由于渗透断面指出渗透系数一般随深度而减少，故截水墙的下端放在距岩石以上较大距离处，如第201a图的虚线所示。由于就在岩石以上的高透水性土层事实上是由上面的较不透水层所密封，故它对于渗漏损失并不起作用。早在鑽探工作中就曾了解到这一事实，因为发现这个高透水性土层在大压力下自流水。

由于截水墙两端埋入处的土壤渗透性较大，故从第201a图不用计算就可以知道坝身两端处近于水平的水流的渗漏损失较截水墙下面水流的渗漏损失为大。因此在渗漏损失的估计中，就不考虑截水墙下面的水流，而绘制截水墙每一端的水平水流的流网。在第201c图的流网绘制中，假定透土层伸入山中的厚度小于截水墙末端和水库边界之间的水平距离 D 的30倍，因为这距离以外的渗水量可以略而不计。再假定所有土层是连续的。故计算可得渗漏损失的上限值。因为纵使计算的渗漏损失也在规定的范围以内，故可认为第201图的板桩截水墙是合适的。事实上，真正的渗漏损失远较计算者为小^{58.2}。

对于第199a图的堆石坝，曾经进行了同样的较精细的渗透计算。坝顶长度是1,500呎。由于仅能在坝的最高部分的下面才可以做完整的截水墙，故建筑物的其余部分是有渗漏损失的，因为垂直面和水平面上都有水流。依据渗透测验的结果，曾估计水平方向和垂直方向的 k 值。但是工程的规模和规范的严格规定要求必须在施工之前校核估计数值。

因此由在谷底下面挖一井，深及 170 呎，並測定流入水量。它达每分鐘 190 加侖，而依据渗透測驗所得 k 值計算求得的是每秒 285 加侖。对于已完成建筑物的渗透資料尚未求得^{58.3}。



第201图 (a)在較透水的冰积沉积土上的壩的渗透剖面，
(b)壩身和壩基的横断面，
(c)用以估計壩身兩端水平透水层的滲漏損失的流網。

如果估計的滲漏損失过大，則它們的減少方法有兩種。截水牆的深度和寬度可增加，或可灌注洋灰、化学藥品或班脫粘土漿來減少土壤的渗透系数。各种灌注方法的參考文獻見附录。一般來說，淨洁的中砂至粗砂可以灌注得很成功，但是極細砂或粉沙質砂土不能用灌注方法。

从截水牆下游地面上流出的水是管湧損毀的可能来源。下节將討論这种損毀的力学原理。

参考文献

- 58.1. H. Graftio, Some Features in Connection with the Foundation of Svir 3 Hydro-electric Power Development, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. I, pp 284-290.
- 58.2. K. Terzaghi, Soil Studies for the Granville Dam at Westfield, Mass., *J. New Engl. Water Works Assoc.*, Vol. 43 (1929), pp 191-223. 位于不同渗透性的土层上的土壩壩基土壤的渗透測驗。其它方法會替代这个研究中所采用的毛細管升高法。
- 58.3. I. Gutmann, Algerian Rockfill Dam Substructures, *Eng. News-Record*, Vol. 120, No. 21, May 26, 1938, pp 749-751.

58.4. T. T. Knappen and R. R. Philippe, Practical Soil Mechanics at Muskingum-III, Eng. News-Record, Vol. 116, Apr. 23, 1936, p 595. 壩基設計中土力学的最早应用的叙述。

58.5. F. S. Brown, Foundation Investigation for the Franklin Falls Dam, J. Boston Soc. Civil Engrs., Vol. 28 (1941), pp 126-143. 渗透測驗結果的摘要。

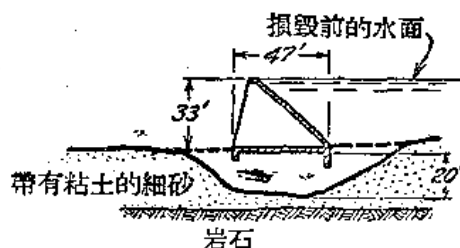
第59节 管涌的防护措施

管涌損毀的一般特性

除非壩基有完全防水的截水牆，否則水从水庫內經由地基土壤滲至下游，並可能在該處成泉水状态逸出。在以下數段所討論的某些情形下，滲水可引起兩種現象之一。或者渗透压力沿下游壩趾把整个土体掀走，或者就是从下游壩趾处流出地面的水可引起冲刷，冲刷到最后使建筑物下面形成了隧道形状的水道或水管。然后土和水的混合物湧进这水道，使建筑物以下淘空，並在壩以下的水槽中过水。这两种損毀都叫做管涌損毀。第一类是属于隆昇損毀，第二类属于地下冲刷損毀。

壩的管涌損毀是土木工程上最严重的事件。

它不仅是建筑物的損毀，而且也是較大深度內地基土壤的大范围損毀。而且，它的发生常是沒有預兆的，它引起了生命的損失和河谷下游财产的損失。故应特別注意引起管涌損毀的情况和防止的方法。



第202图 壩基的管涌損毀

第202图是典型的管涌損毀。平板和扶壁式的壩是在鋼筋混凝土底板上，它的上游截水牆深9呎，下游截水牆深7呎。壩下湧进了水流，它就突然发生損毀。地基土壤內留有长52呎的裂口，建筑物就跨在这裂口上。

管涌的原因和力学原理

直至二十世紀初，虽然管涌並不是不常見，但是仍旧沒有瞭解管涌的原因。設計人員已認識到板樁截水牆的价值，但是还没有确定板樁必須打入的适当深度的規則，也沒有估計整个建筑物的管涌損毀安全因数的規則，但是自从1898年印度恆河的那罗拉坝突然損毀后，就引起了对于这种問題的注意，並进行了第一次的重大努力来分析积累的經驗和建立了一套透水层上壩基設計的規則。这些規則所依据的假定是管涌的唯一原因是沿着土壤和壩底的接觸面发生冲刷。水点沿着这接觸面所走的路綫叫做爬綫。如果爬綫的长度 L 使平均水力坡降 $i=h/L$ 小于地基土壤的某一临界值，則这壩是安全的。数值

$$C_c = L/h_{cr} \quad (59.1)$$

叫做爬比。 h_{cr} 值是管涌損毀不致产生时，水庫內上昇水位高出尾水位的最大高度。已有的損毀資料指出，土壤愈細，則 C_c 值愈大， C_c 值約从砾的4至細砂和粉沙的18。

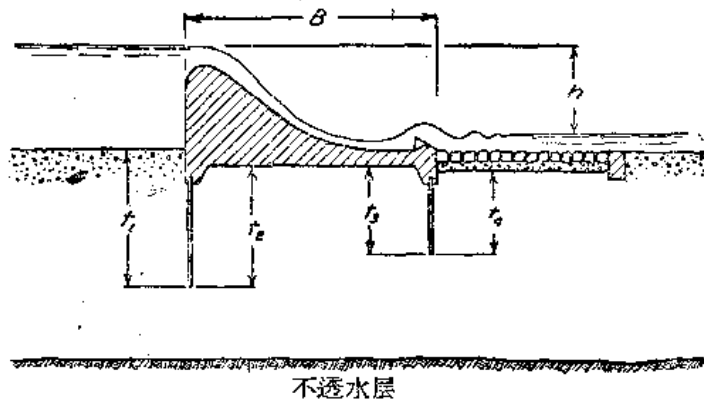
依据(59.1)式，壩的設計的第一步是估計地基土壤的爬比 C_c 。这可依据主要土类的 C_c 值表来估計。然后以壩所形成的水力水头 h_{cr} 乘爬比 C_c 来求得爬綫所需长度 L 。按爬綫长度至少等于 L 来佈置壩基。例如第203图的壩的爬綫长度是

$$L = t_1 + t_2 + B + t_3 + t_4 = B + \Sigma t$$

这长度必須至少和 $C_c h_{cr}$ 同样长。

此后30年內曾逐步認識到爬綫的垂直部分較它的等长度的水平部分更能有效地減少管涌的危險。这种差別是由于壩的地基土壤通常是水成沉积土，而这种土在垂直方向上

的渗透性常远较水平方向为小(見第11节)。如果 k_h 和 k_v 分别是水平方向和垂直方向的渗透系数,则爬綫的垂直部分每单位长度的水头損失約等于 k_h/k_v 比值和水平部分的乘积。 k_h/k_v 比值視土层的层次情况和垂直方向上渗透系数的重大变化而定,它是在2或3和几达无穷大之間。



第203图 爬綫長度計算时所用的尺寸

为了考虑到爬綫的垂直部分作用較大,曾用下列假定来改善原有方法:爬綫的各水平部分仅是和同一长度的垂直部分的三分之一有同样作用。根据这假定,求得下式

$$C_w = \frac{\frac{1}{2}B + \Sigma l}{h_{cr}} \quad (59.2)$$

式中 C_w 值叫做加权爬比。因为(59.2)式約相当于 $k_h/k_v=3$,故它显然沒有考虑到現場上这比值是有很大出入的。

第27表是依据了約280个坝基中會有150个損毀的資料的研究所得的 C_w 安全值表的摘要^{59.1}。

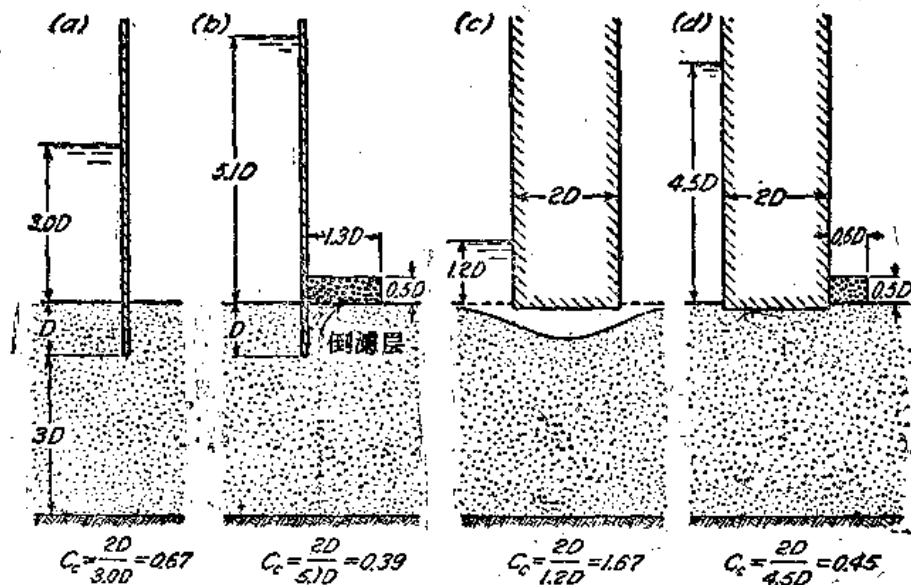
用爬綫方法解决問題是純經驗的。像其它仅依据統計資料的各种方法一样,它使得設計时不知道安全因數是多少。經驗和試驗指出,对于某一土壤,(59.2)式的 C_w 值和統計平均值的出入很大。第27表的 C_w 值是最大值,而非平均值,用(59.2)式和第27表所得的 h_{cr} 值是管湧发生的最小水头。故 C_w 值与統計平均值有很大出入,說明了依据(59.2)式和第27表来設計的坝的安全因數常很大。某些坝的安全因數必很大;其它坝則仅刚好給以容許值,而在一些不利情况下就不免引起損毀。第30和36兩节承樁公式的討論中和第45节依据許可土壤压力表設計基脚的討論中都曾經注意到这种类似情况。这种情况要求理論的和实际的研究,以补充現有經驗知識的不足。

第27表 加权爬比值 C_w [(59.2)式]

极細砂和粉沙	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細礫	4.0
中礫	3.5
夾有卵石的粗礫	3.0
夾有若干卵石和礫的礫層	2.5

录自 E. W. Lane, Security from Underseepage—Masonry Dams on Earth Foundations, Trans. ASCE, Vol 100 (1935), p1257.

坝的管湧安全因數的理論解答祇是依据隆昇管湧的理論,見第40节。为了証实这种理論,曾經举行了第204图所示的試驗^{59.2}。这些試驗所用的最細砂的加权爬比 C_w 是7。管湧发生时所測定的临界水头 h_c 、用管湧理論計算所得的水头 h'_c 和用(59.2)式計算所得的水头 h_{cr} ,見第28表。这表指出,試驗所得 h_c 值和依据第40节管湧理論計算所得值是很符合的,而 h_{cr} 值則过小。如果用加重倒滤层复盖在水渗出区域上,如試驗b和d,則依据(59.2)式的設計是完全浪費的。但是依据管湧理論結果和試驗室結果进行坝基設計,而不首先考虑純經驗方法是危險的。



第204图 在不同情况下，测定管涌的临界水头的试验室试验结果（图上载有每一情况的相应爬比 C_c 值）

理论和试验所得到的结论是隆昇管涌的安全因数事实上和颗粒大小无关。而且，隆昇损毁安全因数的确定条件和时间无关。故在水库首次充水之时必然发生隆昇管涌，或者就是绝不发生。和隆昇管涌损毁的这些特性相反，工程经验显然指出，颗粒大小对于临界水头是有很大的影响的。而且，大部分管涌损毁是不好的，坝在使用后数月或数年内发生的。故实际土坝的大部管涌损毁是由于地下冲刷，而非由于隆升。地下冲刷的管涌损毁次数这么多，显然是由于所有天然土层都是多少不均匀的。水流渗过这些土层时，它流经最透水的地区，并在地面上成泉水状态流出。如果泉水的流量很大，而且土壤情况有利于地下冲刷，则泉水可逐渐地沿最大水力坡降线向后淘空，造成隧道。当这种天然隧道的入口抵达水库底部附近时，水就冲进隧道，坝就遭受到管涌损毁。

没有支撑的似屋顶土层的冲刷隧道仅在凝聚力很小的土壤内可以看见，见第33节。凝聚力愈大，土壤所能架空的距离愈宽。一般说来，土壤的凝聚力随颗粒大小的减少而增加。故地下冲刷的管涌损毁的危险随颗粒大小的减少而增加，而且，相应的爬比值也增加。

坝产生地下冲刷的管涌损毁所需水头常远较隆昇的管涌损毁所需临界水头为小。因此，除非在一切可以发生泉水的地区上复盖倒滤工程来消除地下冲刷损毁的可能性，见第11节，否则坝基不能可靠地依据第40节的隆昇管涌理论来设计。这种倒滤工程的设计需要彻底瞭解现场上可能引起地下冲刷的一切情况。

试验和计算所得的临界水头的比较

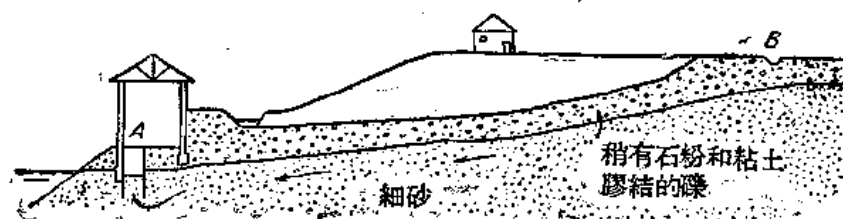
第28表 （试验布置见第204图）

试验布置	板 桩		平底堰	
	试验 a 无过滤层	试验 b 有过滤层	试验 c 无过滤层	试验 d 有过滤层
试验观测所得 h_c	3.0D	5.1D	1.2	4.5D
管涌理论 (第40节)计算所得 $h_{c'}$	2.9D	0.8D	1.0D	4.6D
用(59.2)式 计算所得 h_{cr}	0.3D	0.3D	0.14D	0.14D
$h_c/h_{c'}$ 比值	1.0	1.1	1.2	0.97
h_c/h_{cr} 比值	10	17	8	32

地下冲刷

坝的管涌损毁通常是彻底的，以致很少能够重新恢复原有情况。但是，地下冲刷的产生也可能是由于从敞口集水坑内不细心地抽水，或由于天然情况，例如由于河岸冲刷而引出地下水。这些情况一般留下天然遗迹，可以调查研究。故它们是地下冲刷特性有关知识的主要来源。以下数段述及适当的观测记载的摘要。

第205图是缓和倾斜的砾石层断面，它是在极细均匀松砂的深层上。在A处挖一坑，作为新机器的基础。虽然坑用板桩围住，板桩伸至最后坑底下很大深度处，但是水泵抽出砂和水的混合物。抽出的砂量远超过于坑的体积。到达最后坑底之前，房屋就坍毁。同时，距这坑300呎的B处发现一个下陷的孔穴，它的深度是3呎，直径是20呎。A和B之间的地面未走动，故地面的下陷仅是由于较狭的地下道内土壤的运输作用。因为稍有胶结的砾是能够形成没有支撑的似屋顶土层，故这地下道可能就在砾石层下面。

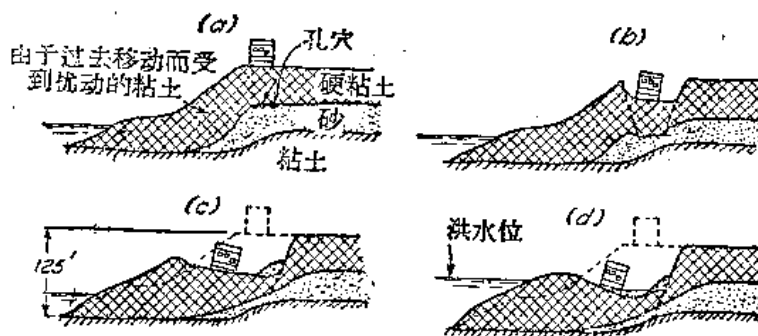


第205图 由于从A坑内抽出砂和水的混合物而产生的地下冲刷，距A处300呎的B处发生下陷孔穴

在莱因兰的砂坑内继续抽水13年。坑底是在原来地下水水位以下16和20呎之间。在此期间，流入坑内的三处泉水在稍有凝聚性的砂土内向后淘空并冲成隧道。各隧道最后淘空至地面上的下沉孔穴处。最大隧道的宽度3至6呎，长170呎，平均坡降仅6%。这隧道末端上面的下陷孔穴是深8呎，直径35呎。

在另一事例中，为了污水道的施工，开挖了敞口挖方，挖方通过颇硬的粘土进入细砂层，并从敞口集水坑内抽水来排水。进行抽水时，地面上一窄狭地带下陷约1呎。开始时在集水坑形成了隧道，并逐渐淘空至600呎的距离。这隧道的宽度从集水坑处的数呎增至它的另一端的10呎以上。

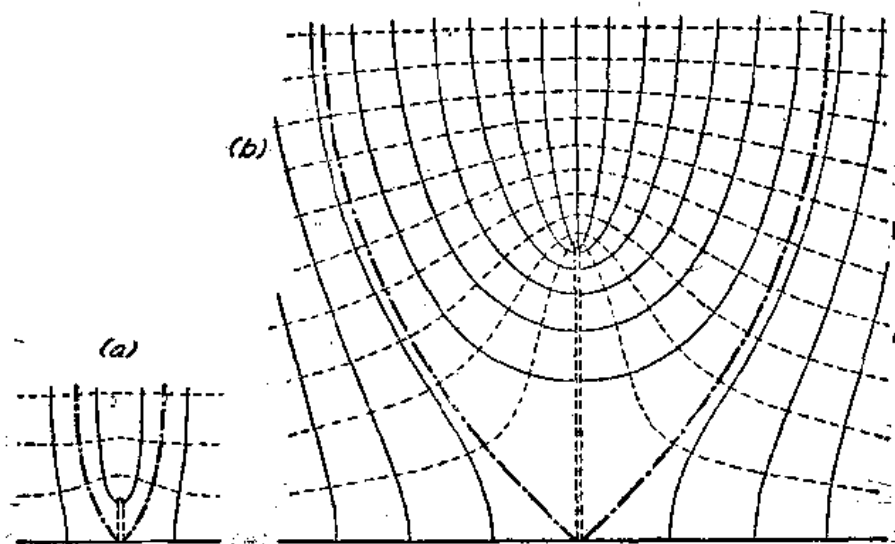
由于天然原因而产生的地下冲刷的例子也不是不普通的。在孟斐斯市附近密西西比河的东岸，1927年大水之后发生了大规模的下陷。该处河岸高峻，高约100呎。峻岸之顶长约700呎和宽约100呎的狭长地区并无任何预兆就开始以每小时1呎的速率下陷。约在30小时内，地面上的护面工程仍是水平的，而且并无变动。此后两月内，下陷增至60呎，而且下陷面折断，见第206图。槽形的下陷是由于地下砂流的淘空进口上



第206图 由于地下冲刷而产生的大规模下陷
(a)开始状态；(b)、(c)和(d)分别为24小时、2个月和1年的下陷状态。

面似屋頂土层的損毀^{59.3}。

虽然以前各段所述的管湧現象发生于极不同的土层情况，但是它們具有一个共同的重要特点。似屋頂土层的下陷发生在距隧道出口的較大距离处。这种事实指出，隧道长度增加时，泉水的冲刷能力增加。这理由可由第207图的流网加以說明。細虛線是等位線或地下水水位的等高線，实線是流線。点长線是进口面积的边界。隧道长度增加时，轉向的流線数目增加。因此，泉水的流量变大，冲刷速率增加。



第207图 說明冲刷道長度增加时泉水的进口面积增加的流網

(a)开始状态；(b)泉水冲刷至一定距离后的状态。

在坝趾附近的泉水处开始的逐漸地下冲刷也沿着走向水庫的各線上进行，見第207图。筑坝有經驗的工程人員都知道下游面处經常发生泉水。如果泉水能在开始地方开始冲刷，則由于某一泉水的水流隨冲刷隧道的长度而增加(見第207图)，故只要時間一长，冲刷常一定变得严重。最后，坝是由于管湧而招致損毀。

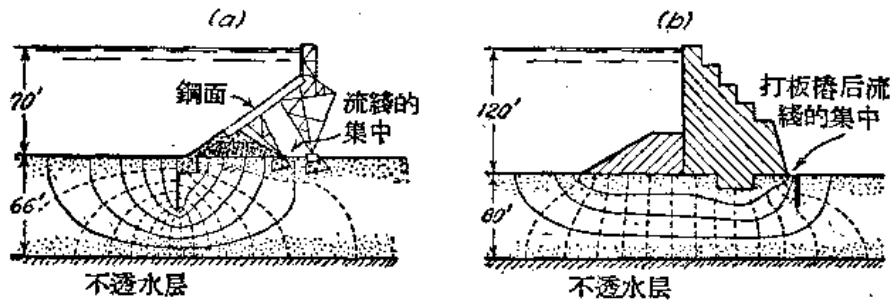
防止管湧的方法

在防止管湧方法的討論中，必須把小工程和大工程区别开。同样必須区别开小擋土牆和大擋土牆、淺挖方和深挖方。

由于短而矮的坝的重要性並不足以証明精細初步研究的必要性，故这些建筑物的設計是采用慣常的方法。如果这些坝的設計能够符合于(59.2)式的爬線規則，則它們就能夠防止管湧。

除非是不良的設計或施工和特殊不好的地基情况，否則依据(59.2)式来設計的坝是安全的。除了遵守(59.2)式，优良工程祇需要在坝的下游一侧的未防护地区下面避免不必要的流線的集中。第208a图是蒙大那州汉寿湖坝的断面，这图指出忽視这种基本要求的結果。坝基土壤是砾，厚66呎。用鋼筋混凝土板来挡水，这板由鋼結構支承，鋼結構放在許多大的基脚上。基脚的存在引起了流線的局部集中，如图所示。这坝在第一次充水后一年的1908年損毀。因为它並不立即損毀，所以主要原因无疑是泉水的冲刷作用。第208b图是第二个例子，它是华盛顿州欧尔华河上一座坝的断面。这坝是在砾和粗砂上，砾和粗砂的下面是岩石。水庫充水时，下游坝趾处发生大的泉水。为了减少水流，距坝

趾8呎处打下一排板樁，深及30和40呎之間。这种阻流工程使流綫集中，如图所示，于是发生了地下冲刷。板樁完工之前，这坝就損毁了。



第208图 汉寿湖壩和欧尔华河壩的管涌損毁时流綫集中的流綫

(a)蒙大那州汉寿湖壩；(b)华盛顿州欧尔华河壩。

如果最初注意了避免流綫的局部集中，則依据(59.2)式的慣常設計是相当可靠的。但是如果应用于大坝时，它一定是不經濟的。为了沒有危險地违背了經常設計的方法，首先必須进行彻底的土壤探驗工作，包括繪制某些渗透剖面图，見第201a图。这些剖面图提供了建立有关水庫內滲漏水流情况的設計假定时所需的資料。在所有可能开始发生地下冲刷的地区內，必須复盖級配的倒滤工程。倒滤工程的存在可以防止防护地区內各处开始冲刷的发生，並使临界水头从防止地下冲刷所需的水头增加到防止隆昇損毁所需的較大水头。倒滤工程的設計規則見第11节。

渗透計算必須經常依据地基土壤渗透剖面式样的簡單假定，不論地基探驗工作怎样彻底，估計的滲流和实际的滲流的差別可能很大^{59.2}。故必須用觀測井来求出理論滲流和实际滲流是否符合和符合到什么程度。如果觀察結果指出有强大的滲流向未防护地区流动，則这些地区也須用倒滤工程来防护，否則滲水必須引入倒滤井或排水隧道。經驗指出，蓄水坝的坝基土壤內水压力情况，可在施工后数年內逐漸变化^{59.4}。故这些情况的觀測必須繼續进行，一直到水庫內水位的变化对它沒有影响为止。

倒滤层防护的例子

第199a图的堆石坝是在砂和胶結砂层上，它的渗透剖面是不規則的。仅截水牆的中部向下伸到不透水底层，存蓄的水流过截水牆的較淺的兩端部份下面进入坝基土壤。故泉水几乎能在坝底的任何处出現。施工后人們不能接近坝底，因而不能注意到地下冲刷的进行。为了避免这种危險，除兩端以外的整个坝底复盖着倒滤工程，后者的面积約400,000平方呎。进入倒滤工程的水，汇集于大直径的开口接縫的排水管中，然后把这些排水管的水流入顺着堆石坝坝趾排列的明沟中。土壤情况使倒滤工程阻塞是不要紧的。但是即使发生了阻塞，由于倒滤工程的唯一功用是防止土壤顆粒进入堆石坝孔隙，故实际上也沒有严重的影响。即使一个完全阻塞的倒滤工程也有这种功用。在防护地区的边界以外，此后可能发生的任何泉水将在堆石坝所佔据地区以外。这种泉水是容易发现的，並且当冲刷尚在开始状态时，可以很容易地用倒滤工程来阻止，由于供給泉水的水路而产生的地下冲刷。

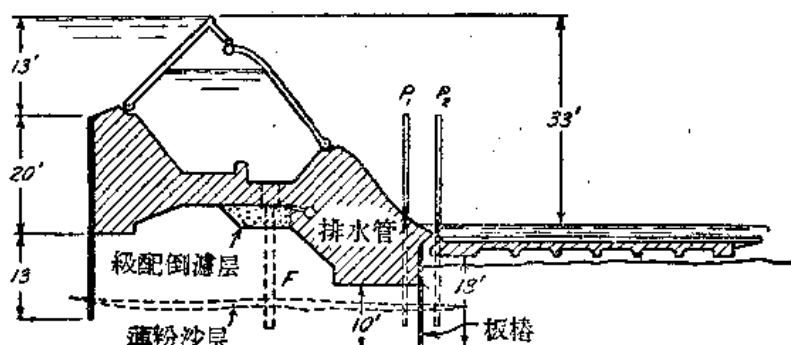
坝工坝下面的管湧大多是紧在坝趾以下发生(見第208b图)。故这区域必須用倒滤工程来防护。但是如果是溢水坝，則洪水挟运的固体物質可使倒滤工程阻塞。在这种情形下，最好是在坝的中部下面安装倒滤层，見第209图。这坝是熊阱式，它是在細砂层上，細

砂层內夾有粉沙和薄砾层。渗水从倒滤层排入埋在混凝土中的排水管並排入尾水。依据第27表,这种土壤上的坝必須有加权爬比至少是6或7。但是这坝在設計和建筑时的爬比祇是4.0。虽然爬比小,但是由于图示的級配倒滤层免除了地下冲刷損毀的可能性,故这坝是符合于一切确当的安全条件的。

第209图也表示至少在水庫初次充水时确定坝基土壤內測压管水面的必要性。图示的倒滤层的設計和坝的管湧安全因数的估計是依据了土壤比較是均匀一致的假定。根据試孔鑽探結果,这个假定

似屬正确的。但是組成坝基土壤的砂土可能夾有少量难以发现到的粉沙或粘土薄层。这种不連續上层並無害处,但是如果它們中的一层是連續在上下游兩排板樁之間的地區內(見第209图虛線所示),則它的存在就有兩種极有害的結果,它大大減少爬線

的有效长度。而且它防止滲水流向倒滤层。故必須在許多阻塞孔口的倒滤部分上面备有混凝土板,並在水庫初次充水时觀測測压管內的水位,例如 P_1 和 P_2 。如果这些管內的水位接近于尾水位,則可假定倒滤层发生作用。另一方面,如果水庫水位上昇时,測压管內水面显然上昇,則倒滤层的作用是可疑的,並且必須用冒水井 F 普通板桩下游一側下面的透水土壤。这样做並不是一定需要的。但是未曾預料到的管湧損毀也要发生的,穩妥的工程需要消除即使有极少可能性的損毀。



第209图 熊研式滾水壩壩身下面有級配倒滤层。如果測压管測驗指出由于粉沙或粘土薄层阻止水流面使倒滤层不起作用,則需要冒泄井 F

参考文献

59.1. E. W. Lane, Security from Under-Seepage Masonry Dams on Earth Foundations, *Trans. ASCE*, Vol. 100 (1935), pp.1235-1351. 加权爬比方程式所依据資料的汇编。补遺, p-2 (1934) 載有該文所述各壩的橫断面和管湧損毀的各壩的参考文献。

59.2. K. Terzaghi, Effect of Minor Geologic Details on the Safety of Dams, *Bull. AIME, Tech. Pub.* 215 (1929), Class I, Mining Geology, No. 26, pp.31-46. 隆升管湧的模型試驗記錄, 并討論土层层情况对于安全因数的影响。

59.3. K. Terzaghi, Underground Erosion and the Corpus Christi Dam Failure, *Eng. News-Record*, Vol. 107 (1931), pp.90-92. 地下冲刷的管湧現象的評述。

59.4. J. Hinds, Upward Pressures under Dams, *Trans. ASCE*, Vol. 93 (1929), pp. 1527-1532. 联邦垦殖局几座壩的壩基土壤內水力水头的測驗結果。

第十章 特殊原因所引起的沉陷

第60节 施工操作所引起的沉陷

沉陷的外加原因

第九章曾論及房屋和其它建筑物在它們自身重量作用下的沉陷。虽然这是最普通的

沉陷，但是必須注意其它沉陷。它們包括由于四周土壤上荷重的增加、邻近地区的开挖、地下水水位的降低和振动所引起的沉陷。本节仅討論头两种沉陷。

由于四周土壤上荷重增加所引起的沉陷

在任何土壤的一部分地面上加荷重后，就引起邻近土壤表面发生傾斜（見第210a图）。但是这种傾斜具有实际重要性的距离是取决于土壤剖面 and 荷重面积的大小。如果地基土壤內有軟粘土，則沉陷量的大小和分佈可依据土壤試驗結果粗略地估計。如果地基土壤是砂土，則它的沉陷量是不能計算的，仅能依据过去記載来估計。

如果砂土上的筏基按照市政房屋建筑規則来設計，則它們可沉陷至2吋。在例外情況下，它們甚至还可沉陷得多些（見第55节）。因为这种沉陷的最大部分是发生于施工之时，故除非建筑物很敏感，否則建筑物本身並不会損毀。但是附近地面向荷重地区的傾斜可使附近建筑物損毀。例如，紐約市的20层房屋是在兩座7层房屋之間的土地上建造的，后兩座房屋是用扩展基脚来支承，这些基脚下面是沉积細砂。新房屋是放

在地面下20呎深度处的筏基上。土壤压力是2吨/平方呎，超过了开挖土壤的重量。因为这房屋本身仅沉陷1.8吋，而且沉陷十分均匀，故它仍是完整的。但是兩座邻近房屋受到剪切裂縫及門框和窗框的扭曲而損毀（見参考文献60.1）。

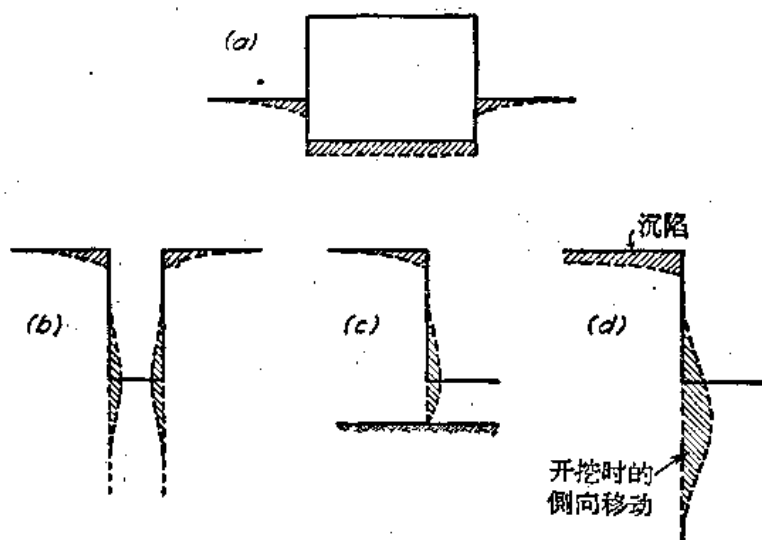
如果地基土壤是軟粘土，則虽然新房屋並不一定受到較大損害，但是它的重量对于邻近房屋的影响較大。在依斯太堡，一座高的房屋建造在和它同样高的邻近房屋相隔一条窄弄的地址上。这座新房屋使旧房屋产生大的傾斜，以致这两座房屋的飞簷彼此接触。但是这两座建筑物都沒有損毀。

由于开挖所引起的沉陷

由于开挖所引起的沉陷的預估 如果所有其它情况相同，則由于开挖所引起的沉陷在很大程度上取决于撑住邻近土壤的支撑类型和安装支撑的細心与否。故沉陷量的大小不能計算。仅能依据可靠而完整的記錄来預估。

最普通的大开挖就是敞口挖方和单独的井筒，在这种敞口挖方內可以修建整个建筑物或地下室，在这种单独井筒內可以修建单独的墩台。隧道是第三种挖方，但是不在本書範圍內。

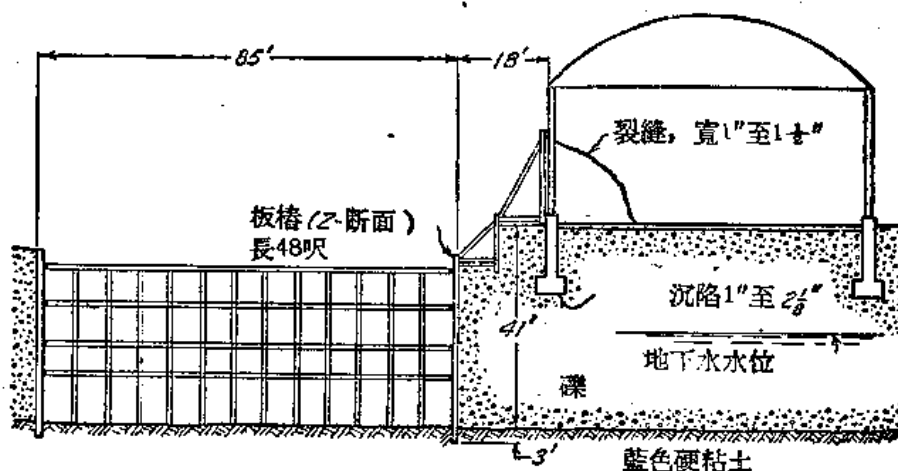
砂土中的敞口挖方 砂土內敞口挖方附近地面即使負載着淺而重的基脚，但由于挖



第210图 在进行施工地区附近地面的沉陷

(a)由于建筑物重量所引起的沉陷；(b)由于既深且狭的挖方兩側上粘土側向移动所引起的沉陷；(c)由于硬土上既深且寬的挖方兩側上粘土側向移动所引起的沉陷；(d)由于很深的軟粘土內既深且寬的挖方兩側和以下粘土的側向移动所引起的沉陷。

方开挖所产生的沉陷並不延伸到和挖方深度相等的距离以外。如果附近地面並沒有負載荷重，則沉陷並不延伸到这距离的一半以外。如果挖方适当地支撑，則最大沉陷量不会超过挖方深度的0.5%左右。但是即使是这个数值也可以足够引起損毀，見第211图。对于沉陷有影响的开挖是在积水的砾层内进行挖方的。依照第147c图的方法，細心安装支撑，并把鋼板樁打过砾层进入硬粘土层，这样就不需要抽水。但是附近房屋的基脚下陷1至2吋，而且牆上发生裂縫，如图所示。一部分沉陷是在鋼板樁打入时发生的。



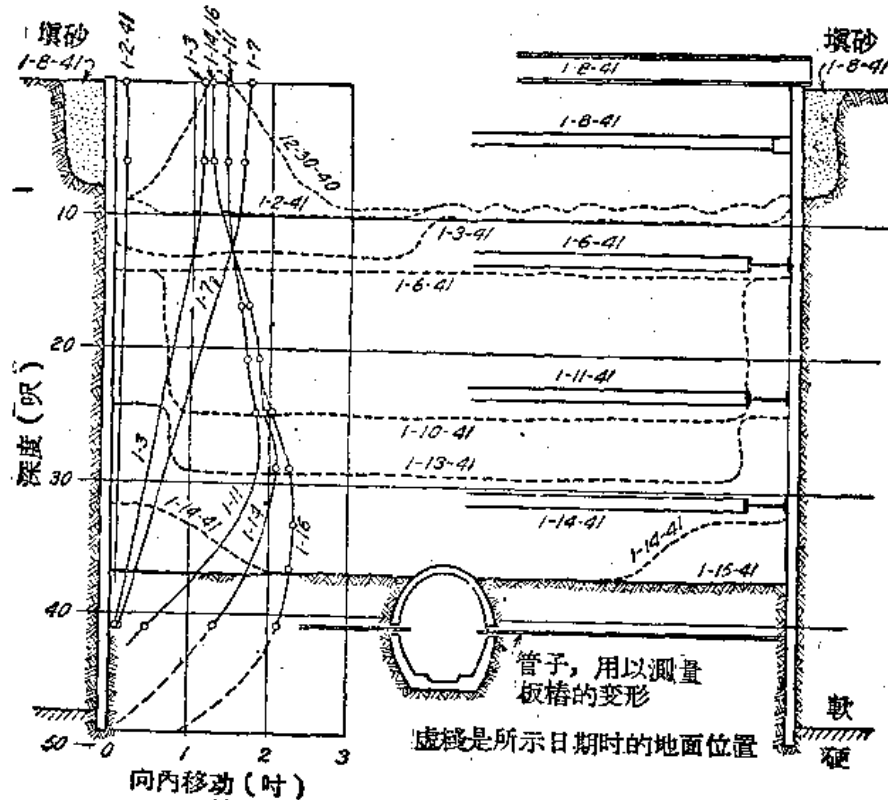
第211图 砾层內敞口挖方的横断面，图示支撑方法和由于沉陷而引起附近建筑物的損毀

軟粘土中的敞口挖方 在軟粘土中进行敞口挖方时，挖方四周粘土的作用好像是表面荷重一样。在这种表面荷重作用下，挖方底面附近的粘土側向挖方移动，挖方底面就上昇。由于这些移动，在移动的粘土以上的地面就下陷。在开挖和安装支撑之間的时期內，挖方底面以上发生了另外的側向移动。这种側向移动大小和相应的沉陷量，主要是取决于挖方的寬深比、施工步驟和挖方底面以下軟粘土的深度。

如果挖方很狭(見第210b图)，或者如果挖方底面接近于坚硬土层的表面(見第210c图)，則側向移动仅从挖方的各边伸展一短距离。故地面陷落祇发生在挖方各边上比較狭长的地带。这些地带的寬度並不超过挖方深度。在这距离以外的沉陷是不重要的。如果細心地安装横撑，則粘土的向內移动能保持到挖方深度的0.5%以內，而且最大的地面沉陷量是和它相应的。十分大的沉陷常是由于恶劣的工作技能而引起的。

曾經实际观测土壤側向移动在較淺的軟粘土层內寬闊挖方附近地面所引起的沉陷^{60.3}，見第210c图。进行挖方的軟粘土以下是中等的硬粘土层，这土层是在最后挖方底面以下深約14呎。挖方各边用鋼板樁来支承，这鋼板樁是在开始开挖前打过軟粘土进入硬土层。第212图左侧的曲綫是鋼板樁牆在所示日期的連續位置。这图的左侧指出横撑的安装日期。虛綫是相应的挖方底面的位置。这图指出軟粘土层底面在开挖初期的側向移动。因为板樁打入硬粘土內，故埋入土內的板樁部分的向內移动逐漸向樁的下端減少。因此坑底的隆昇是不重要的，图內的小隧道仅上昇1吋。地面以下深度10呎处板樁的特別大的移动是由于最上面一根横撑迟装的緣故；否則这种移动不会发生。从挖方各边起的距离等于最后挖方深度处，沉陷达0.7吋，但是距离达86呎的沉陷才明显。

如果是寬挖方，挖方底面以下粘土既軟且深，則側向移动牽涉到既寬且深的土体，見第210d图。相应的沉陷可延伸至远較挖方深度为大的距离。当开挖深度約超过粘土的

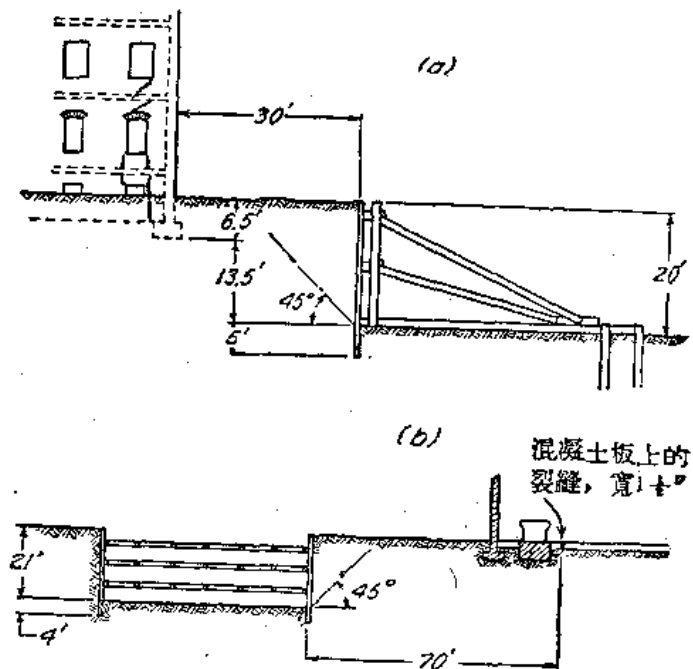


第212图 下面不深处有硬粘土的软粘土内敞口挖方两边板桩侧向移动的测验结果
左图是弯曲板桩的位置；虚线是所示日期的开挖地面；各横撑上日期是安装日期。

临界高度的一半时(見第24节)，不論挖方各壁如何細心加撑，沉陷开始迅速增加，而且它从挖方各边延伸到較大距离。当开挖深度等于临界高度时，地基損毀是不可避免的，而且挖方底面上昇(見第31节)。

第213a图的挖方是在冰成粘土中开挖至深度20呎，它和一座房屋的距离是30呎。虽然在安装支撑时极細心，但房屋的牆是开裂了，如图所示。第213b图的敞口挖方是在夾有砂和粉沙土的极軟粘土中开挖的。土壤剖面見第134图。沿着挖方四周各边，板桩墙打至最后挖方底面以下深度4呎。挖方开挖时，离开70呎远的混凝土板上发生裂縫。在这种事例中，如果把板桩的貫入深度从4呎增至約 15呎，則可使沉陷稍为减少，但是並不能避免发生沉陷。

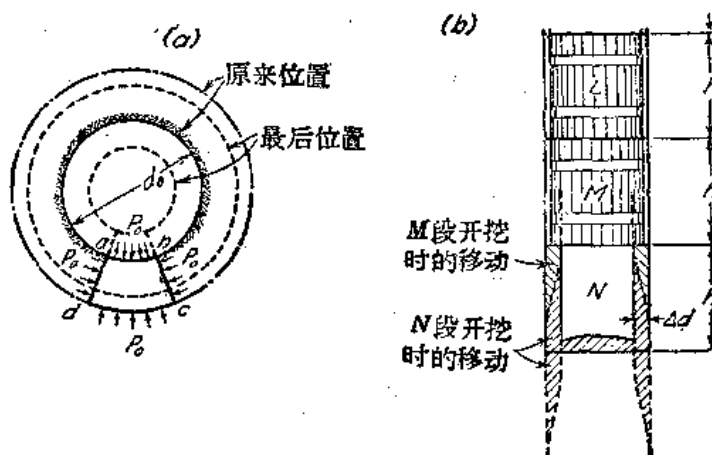
軟黏土內开口沉井或沉箱
在軟黏土內开挖开口沉井或沉下



第213图 很深的軟粘土內寬闊挖方的断面(由于沉陷，使附近建筑物发生裂縫而損害)

开口沉箱时，底面以下的粘土也要隆昇。而且，如果沉井各壁的下部没有支撑，如第196f图的用芝加哥法开挖沉井，则侧向挤土的情形便很显著。由于这些移动，已开挖土壤的体积大于沉井或沉箱的体积。两者之间的差值叫做失土，它常使地面沉陷。

第214b图是侧向挤土的物理过程。这图是依据芝加哥法开挖的沉井的垂直断面。先挖至护壁段的下端以下深度 h ，然后安装每一组高度 h 的新木滞架。第214a图是沉井的未护壁部分的水平断面。开挖前，径向压力 p_0 作用在直径 d_0 的圆柱面上。开挖使这种压力减少至零，故不平衡的径向向外压力作用在沉井四周的圆柱形粘土壳上。这种压力使粘土壳的内围直径减少，并使粘土向沉井内挤进，见第214b图内沿着开挖四壁的阴影面积。由于挤土作用，第214a图上每一楔形体 $abcd$ 是在圆周上压缩，而且在径向上伸延。同理，沉井底面隆昇，见第214b图。整个阴影面积是开挖一段时失土的体积。失土的总体积约等于沉井壁的总面积和第214b图内各壁附近的受挤部分的宽度 Δd 之积。这种失土引起了沉井上端四周地面的沉陷。



第214图 (a)用芝加哥法开挖时失土的原因，
(b)开挖时的失土情形。

一座单独沉井开挖时，地面上的失土作用并不显著。但是如果许多沉井彼此靠近下沉，则沉陷增大，并且影响整个附近地区。第215图的工程就发生了这种沉陷。190×150呎的房屋地基上，直径5至8呎的120座沉井通过软的水积粘土挖到硬盘泥。沉井的下沉需要3个月，而且要挖除粘土17,000立方码。就在开始开挖后不久，这块土地四周的地区开始沉陷，最后沉至第215b图所示的位置。邻近房屋必须具备有临时的支撑工程和托底工程，以维持这些房屋在它们的原来位置。第215c图是沉井开挖的时间进度，还有两个依据点 P_1 和 P_2 的相应沉陷量，这两依据点分别在这块土地的一边的中点和转角点。这两根曲线的相似性很明显地指出，沉陷主要是由于沉井开挖时的失土而引起的。

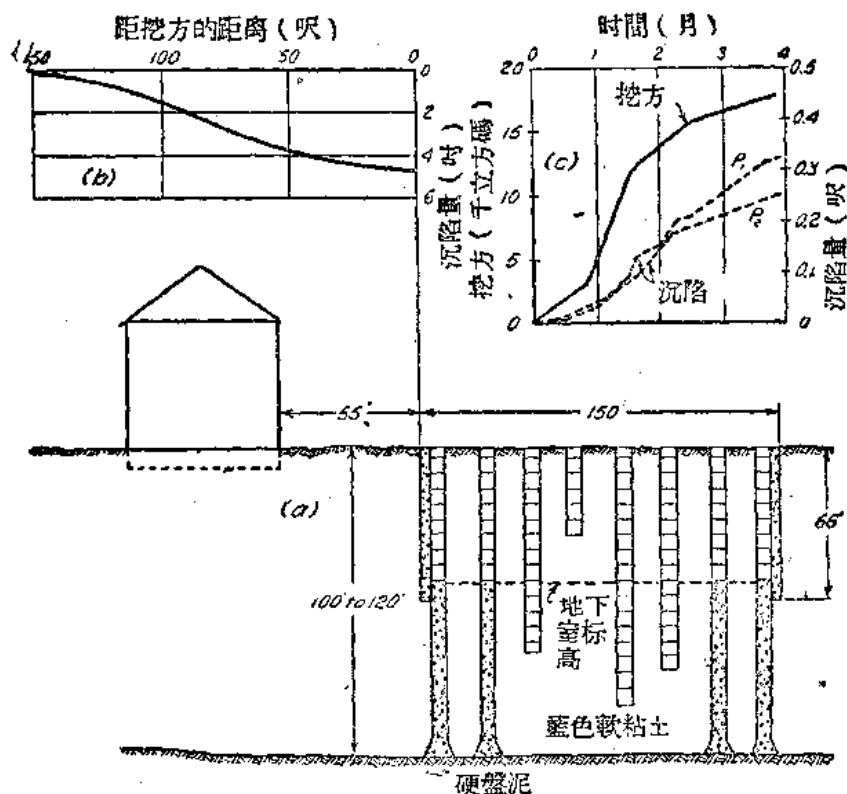
可用若干方法来减少在软粘土内为了墩基而开挖沉井时所产生的沉陷量。下列方法是粗略地按照效率和成本的增加次序排列的。

(a)采用板桩或圆柱形钢壳，不要垂直的工作面。这种方法之一见第196e图。

(b)采用重液法。根据这种方法，用大钻头在地内钻一个孔。这个孔不用套管护壁，但用钻孔操作中所产生的泥浆使它保持着充满。这样，由于这液体内有浮悬状态的粘土，它比水要重，因此这液体的重量就阻制着孔壁和孔面的挤出趋势。孔钻好后，插入轻钢壳，作护壁之用，抽出泥浆，并清除和检查孔底。然后灌注混凝土，混凝土上升时把钢壳抽出。

(c)采用压缩空气。因为空气压力仅抵住了工作面处的水压力，故某些失土是不可避免的。但是沉陷量可减少到第196f图的芝加哥法所产生沉陷量的较小数值。

(d)采用重钢壳打入最后所需标高，并使它露出地面。这钢壳打好后，用浚挖法或



第215图 (a)用芝加哥法开挖墩基时建筑物基础的断面;
(b)地面沉陷量和距基础面积的一边的距离之间的关系;
(c)沉井内开挖土方数量、地面沉陷量和时间之间的关系。

用空气或水的注射法除去土壤，用适当工具(例如机械操作的刷子)清理壳壁，然后灌注混凝土。在极软土壤内修建圆柱形墩曾成功地应用这种方法。它可较压缩空气法为便宜。

开挖时期内沉陷观测的实用价值 上述挖方四周地区沉陷的各种原因无疑地指出，一定的沉陷量是不可避免的。例如，还没有方法能够防止由于土壤向敞口挖方底面以下隆升区域的侧向移动所产生的沉陷。从一组横撑标高至另一组横撑标高之间进行开挖时也不能防止挖方各侧的膨胀。但是，和挖方底面以下所产生的移动相反，挖方各边的向内移动的大小在很大程度上是取决于各横撑之间的垂直间距、开挖速率和施工方法的细节。故施工方法的适当改善能大大减少相应的沉陷量。

对于某一工程，挖方底面以下和以上的侧向移动的相对重要性的可靠资料仅能由沉陷测验和可能影响沉陷的一切情况的记载来求得。参考文献60.2、60.3和60.4载有这些研究的结果。根据这些记载结果，工程师能够决定改变施工方法是否能够确实地减少沉陷量。除了在工程上达到这个目的而外，沉陷量记载大大有助于在类似土壤中进行另一挖方时施工方法的规划，而且大大有助于预测开挖对于挖方地区附近建筑物和公共事业的影响。

参考文献

- 60.1. K. Terzaghi, Settlement of Structures in Europe and Methods of Observation, *Trans. ASCE*, Vol 103 (1938), Paper 2008, pp.1432-1448. 油池灌油时对于附近油池的沉陷量的影响。

60.2. R. B. Peck, Earth-Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago, Subway, *Trans. ASCE*, Vol. 108 (1943), Paper 2200, pp.1008-1036。在軟粘土內开挖敞口挖方所产生的沉陷量的記載。

60.3. K. Terzaghi, Linerplate Tunnels on the Chicago Subway, *Trans. ASCE*, Vol. 108 (1943), pp.970-1007。在軟粘土內修建敷設鋼板隧道所引起的沉陷量的記載。

60.4. K. Terzaghi, Shield Tunnels of the Chicago Subway, *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, Vol. 29 (1942), pp.163-210。由于把防护殼推入軟粘土所引起的隆升和沉陷的記載。

第61节 地下水水位降低所引起的沉陷

沉陷的原因

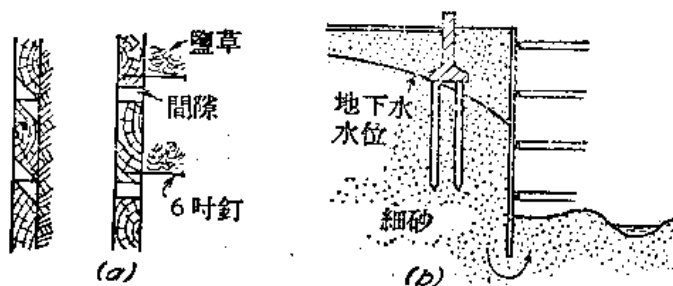
无论何时当采用除了浚挖法或压缩空气法使沉箱下沉以外的其它方法在地下水水位以下进行大的敞口挖方时，必須用抽水法暂时地降低地下水水位，見第47节。降低地下水水位以后，地基土壤上的有效荷重是增加了，它的增加值等于已排水重量（土粒和含水的总重量）和在原有地下水水位与降低地下水水位之間整个土体在水中的重量之差。有效积土压力的增加引起了附加的压缩。因此，产生了沉陷，这些沉陷量約正比于該处的测压管水位的下降距离。就某一下降距离而言，沉陷量視地基土壤的压缩性而定。

砂层內地下水水位降低的作用

从不含任何粘土层的砂层內抽水，可使有效压力增加，但是除非是很松砂土，否則相应的沉陷量常是小的。但是如果地下水水位週期地上昇和下降，則由于有效压力的每次暂时增加，使沉陷量增加某一数值，因此沉陷量可达很大。在試驗室內进行側向限制的砂土試驗可以証明这一事实。沉陷量增加的大小是随着上昇和下降的循环次数的增加而减少，並减少到接近于零，但是最后的总沉陷量較第一次循环所产生的沉陷量大数倍。砂土愈松，則沉陷量也愈大。

敞口挖方施工时，被降低的地下水水位的变动常是不显著的。因此，如果在不是极松砂的其它砂土中抽水而引起了大量沉陷，則这种沉陷量可能是由于除了被排水的砂土的有效重量的增加以外的其它原因所引起的。最普通原因是从开口集水坑內不細心抽水，見第47节。由于这种原因所引起沉陷的若干事例詳述于第59节。所有这些事例中，由于流入坑內的泉水向后冲刷，形成了一条或一条以上的地下水道。向后冲刷所引起的沉陷使这水道以上形成了淺而窄的凹槽。这些凹槽的寬度和深度随着它和泉水的距离的增加而增加，它們的末端和下陷的孔相接。用点井抽水或用有倒滤层护壁的集水坑可以避免这种沉陷。

如果敞口挖方的一边或兩边用不透水板樁来护壁，則挖方的一边或兩边也能发生失土情形。这些失土是由于水沿着板樁的内面向挖方底向上流出时的冲刷作用而引起的。如果挖方各边采用透水护壁，而不用不透水护壁，則能避免失土。这种方法的效能見下述的观测。在紐約进行地道的开挖，挖方通过細砂和粗粉沙，



第216图 (a)用于积水砂层中的一段敞口挖方，以防止失土的洛佛利式板樁；(b)在同一挖方的另一段中采用的連續鋼板樁。由于一股上升的水的冲刷作用所引起的失土，致使附近地基沉陷。

而且靠近于樁基基脚的房屋。各樁樁尖並不在硬层上，一段挖方內的支撐工程是第147b

图所示的类型。这板樁是水平放着的木板，各木板之間留有間隙，見第216a图。各間隙內填塞沼澤地区的草，以便水份流入挖方，但不使砂土进入。第二段挖方內的板樁是鋼板樁，沿着挖方各边打入。这种板樁使水在板樁的下面滲入挖方內，見第216b图。故这种情况是有利于泉水冲刷的产生，而且附近房屋的基脚約下沉6吋。另一方面，透水护壁段的挖方並沒有产生显著的沉陷。

粘土层上抽水的作用

如果地基土壤內有軟粘土、粉砂或泥炭层，則地下水水位的降低可产生較大的沉陷。例如，墨西哥城的地基土壤是軟的斑脫粘土，並有水平的积水砂层，从砂层中抽水来排除水分之时，整个地区发生普遍的不規則陷落。在某些地方，地面曾下沉5呎多^{61.1}。同样，在加利福尼亚州圣他克拉兰河谷，从2,000座井內抽水，以供灌溉之用，曾經引起逐漸沉陷。这河谷的谷底下面有一厚层的海积粘土，它在深度100至200呎处有积水砂砾层。1920年，水分的抽出开始超过天然水量的供給，同时測压管水位开始下降。1933年，相应的沉陷量在局部地区曾达4呎^{61.2}。

这种现象的力学原因見第217图，这图是下面有一透水砂层的饱和粘土的垂直断面。第217a图內測压管水位假定是在地面处；第217b图內，从砂层抽水后它下降 ΔH 距离。抽水前，断面 ab 上的有效压力是

$$\bar{p}_{ab} = \gamma' H_1$$

式中 γ' 是粘土的水下么重(見第12节)。抽水时和抽水后，有效压力逐漸增加，並接近于下列最后值：

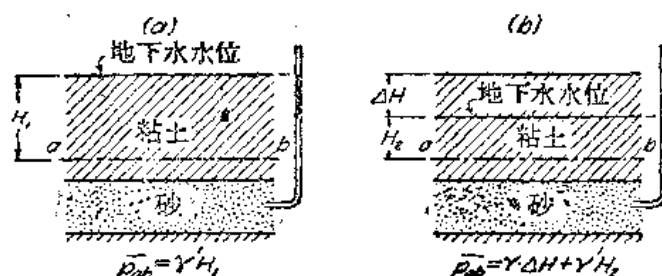
$$\bar{p}_{ab} = \gamma \Delta H + \gamma' H_2$$

式中 γ 是飽和粘土的么重(包括土和水)。由于測压管水位的降低，有效压力的变化是 $\gamma \Delta H + \gamma' H_2 - \gamma' H_1 = \Delta H (\gamma - \gamma') = \gamma_{es} \Delta H$

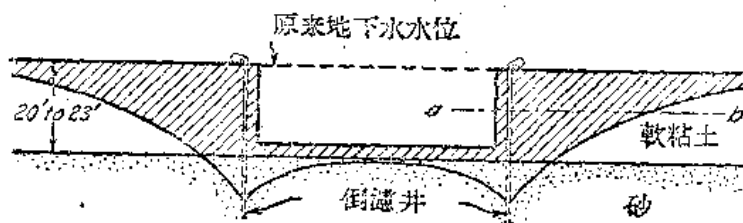
故地下水水位降低 ΔH 距离，最后使粘土水平断面上的有效压力增加，增加的数值等于水柱高 ΔH 的重量。这种增加使粘土表面由于固結作用而逐漸沉陷。依据固結理論和土壤試驗結果可以計算沉陷的速率和大小，見第41节。

如果粘土层既軟且厚，而且如果地下水水位降低了很大距离，則抽水所引起的沉陷可能很大，並且分佈于很大地区上。荷兰佛利斯怀克船閘施工时曾求得这种沉陷的記載。船閘閘趾处的地基土壤是20至23呎的粘土和泥炭土，它們的下面有一厚层的积水砂层坑底是在地面下21呎，它的面积寬170呎，长900呎。

施工前，地下水水位約高于地面8吋。开挖时，从伸入砂层的倒濾井內抽水，使地



第217图 由于从下面的积水砂层內排水所产生粘土地面沉陷的原因



第218图 荷蘭佛利斯怀克船閘挖方的簡單橫断面，图示开挖时用倒濾井来降低地下水水位（垂直比例尺是大大放大的）

下水水位降低到第218图所示位置。抽水的結果，水平断面(如 ab)上的总有效垂直压力逐漸增加到，增加的数值等于 ab 以上阴影面积的高度和水的自重之积。因为靠近挖方处的阴影面积的总高度最大，故挖方边缘处的沉陷最大。即使在距离130呎处，沉陷量达2呎，而且远及2,500呎处沉陷也是显著的^{61.3}。

参考文献

61.1. Jose A. Cuevas, Foundation Conditions in Mexico City, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. III, pp.233-237. 城市地区由于从井内抽水所引起的普遍下陷的叙述。

61.2. P. H. Tibbets, Areal Subsidence (letter to the editor), *Eng. News-Record*, Vol. 111 (1933), p.204. 扼要叙述加利福尼亚州圣他克拉拉河谷由于从灌溉井内抽水而引起的下陷。又见 *Eng. News-Record*, Vol. 118 (1937), pp.479-480.

61.3. W. H. Brinkhorst, Settlement of Soil Surface around Foundation Pit, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass. (1936), Vol. I, pp.115-119. 荷蘭佛列斯怀克船閘由于从閘基挖方内抽水所引起的沉陷的記載。

第62节 振动所引起的沉陷

决定沉陷量的因素

如果土壤受到像来自转动机器、車輛、打樁、爆炸或地震的振动，則无凝聚性土壤上任何建筑物必会有大量的沉陷。另一方面，粘土上基础的振动所产生的沉陷量，常小到不致在任何情况下产生严重的損毀。第50节討論填土的压实方法中，曾特別談到振动对于砂土和粘土的作用之間的显著区别。由于砂土对振动的敏感性，故砂土可用振动设备最有效地来使它压实，而粘土則仅能用靜力的方法来使它压实。至今，粘土地基由于振动而产生的重大沉陷量並未引起大家的注意。故祇討論振动对于砂土的作用。

第19节曾指出，砂土表面由于跳动荷重而产生的沉陷量是这荷重的最大值的靜力作用的許多倍。对于某一最大荷重，沉陷量視跳动的頻率而定。最大沉陷量发生在每分鐘約500至2,500冲动次数的范围内。这叫做最劣冲动次数范围。因为蒸汽輪机和透平发电机的轉数是在这范围内，故这些机器的操作对于沉陷量的作用尤其显著。

由于振动而产生的沉陷的实例

机器振动可产生的沉陷量大小見以下各例。德国煤站的平面面积是170呎×66呎，內有碎煤机安装于10呎見方的混凝土块上。这房屋的基脚是由一层深約60至130呎的很紧砂土来支承的。虽然許可土壤压力每平方呎1.4吨是极保守的，但是不均匀沉陷使房屋受到严重損毀，並且必須做托底工程。在另一地点，透平发电机安装在极紧砂砾的地基土壤上的电厂內。每分鐘1,500次轉数是在最劣范围内。因此，电厂在开始发电后一年內，基础的最大沉陷量超过1呎。

車輛的振动頻率並不一定在最劣范围内。但是經驗曾指出，連續遭受这种振动可引起大量的沉陷。荷兰曾觀測到年代久的主要公路附近的新房屋一般偏离公路而傾斜。这种傾斜的原因是由于車輛振动使公路下面和附近的地基土壤压实，而支承房屋后部的砂土則仍旧为原有情况。柏林某些高架鉄道使用40年后，它的基础沉陷达14吋。这些基础是在很紧砂土上，並且它的設計是依据每平方呎3.5吨的許可土壤压力。慕尼黑大部房屋是在深20呎的紧砂砾层上，这砂砾层之下是岩石，由于貨車交通次数的增加，使几条

街道发生沉陷,以致必須完全断絕貨运。10年內,附近建筑物的損失約达1,500,000美元。

打樁所产生的沉陷的可靠資料是很少的。在一事例中,約100根樁打入砂砾沉积层內,这砂砾很松,以致长及50呎的樁不用冲洗法就可以打入地內。在各樁所佔据的地区內,地面下陷6吋。沉陷随着离地区边缘的距离的增加而减少,距离50呎处的沉陷量为1/8吋。

沒有爆炸所产生的沉陷的定量資料,但是爆炸的作用可能是和緩和的地震相似。地震强度常以它的最大加速度和重力加速度 g 的比值 n_g 来表示。十分强烈地震的 n_g 等于0.1。在維也納的一次极緩和地震, $n_g=0.003$,这时发现了寬50呎、高80呎的穀仓的一边的下陷較另一边多1.7吋。绝对的最大沉陷量並不知道。穀仓是由埋在十分紧密的极細的积水砂层內的錐形短樁来支承。整个地区上的荷重是每平方呎4吨。穀仓第一次装满时,沉陷实际上是均匀的,仅約达0.2吋。

打樁和爆炸时常引起了損毀的訴訟,此时工程师要确定这种訴訟是否合理。消除人为因素的一个調查研究方法可以下例說明。

第一例子,房屋的业主控訴打樁振动是他的建筑物損毀的原因。为了証明他的起訴的眞实性,滿載的最重型貨車以最大規定速率开过房屋,同时在房屋內业主認为振动最强的各处进行地震观测。进行打樁操作时,重复进行地震观测。結果指出,打樁所产生的振动較車輛产生的振动为緩和。因为並未証实打樁振动大于車輛以最大規定速率开过他的房子所引起的振动,所以他就撤回了損毀的控訴。

第二例子,业主也抗議在他的房子附近进行爆炸,因此也进行了同样的車輛試驗。試驗后,用不同份量的炸藥进行爆炸,並在房屋內观测相应的振动。施工者乃被允許使用小子和車輛所产生的振动相当的炸藥份量进行爆炸。

防止振动經由土壤传至房屋仅有一个滿意的方法。这种方法就是在房屋四周开挖至少12呎深的沟。沟的各边最好不用支撑。如果地区面积有限,垂直边彼此必須支撑,則設計支撑时必須使它不致把沟的一边的振动传至另一边。观测指出,如果振动頻率极高,这种防护沟是最有效的。

第63节 基础內混凝土崩解所引起的沉陷

混凝土崩解所引起的沉陷的特性

如果混凝土基础上的建筑物在施工后某一时期开始发生裂縫或其它不均匀移动的跡象,虽然地基土壤未曾受到附近地区內挖方或地下水水位降低的影响,这些缺点可能是由于下列三种原因之一而产生的。这些原因就是由于不均匀沉陷增加时建筑物的应力增到損毀点,基础內混凝土的崩解或上层建筑物內所产生的缺点。

如果从施工末期开始就进行沉陷观测,則沉陷曲綫的形状对于沉陷原因很少有任何可疑之处。在不变荷重下所产生的沉陷和时间的关系曲綫是平順的,它們的坡度随時間减少或不变。和这种趋势有出入,就几无疑地表示沉陷量由于基础缺点逐漸产生而引起的。

如果未曾进行沉陷观测,則最好馬上测定原来位置至少已大致知道的若干点的标高,建立可靠的水准点和开始沉陷观测。从这些观测所得沉陷曲綫,用外插法常能确定施工时或此后日期內是否开始沉陷。混凝土的崩解作用所引起的建筑物暫时上昇並非不

普通，这种事实就使诊断容易。如果这些结果对于下沉原因仍有任何怀疑之处，则必须采取检验和试验基础混凝土的样品。

混凝土崩解的危险性常被忽视。当这种崩解引起沉陷开始并引起第一条裂缝之时，这条裂缝通常是归罪于不均匀沉陷，直至崩解进行到它不得不引起注意时，那还不能认识到这条裂缝产生的真正的原因。故应小心注意混凝土崩解的现象和招致化学侵蚀的情况。

混凝土崩解的原因和作用

对于和地下水、湖水或海水接触的混凝土建筑物，硫酸盐和二氧化碳是通常最有侵蚀作用的物质。

海水、盐水湖和含有石膏的岩石及沉积土和所谓鹼土的孔隙水中，常有硫酸盐。因为硫化物和大气中的氧气接触后可形成硫酸盐或硫酸，故它也是有害的。最普通的硫化物是 FeS_2 （白铁矿或黄铁矿）和硫化氢 H_2S 。 FeS_2 是在沼泽沉积土中和许多岩石中发生的。污水、腐化的有机物质和比较新近的火山活动的某些地区中会有 H_2S 。

这种有害物质的作用见以下数段所述的事例。

德国纳斯卡河上一座桥的桥墩修建在预先灌制的钢筋混凝土顶尖承桩上，这些桩打过厚33呎的砂砾层进入页岩。施工后数月，桥墩剧烈地沉陷。曾经发现由于页岩内渗出含有 CO_2 气体的水的侵蚀作用，许多桩是软化了。

横越易北河上的一座桥的基础是 30×60 呎的混凝土桥墩。这些桥墩筑至平均低水位以下深35呎到达页岩，这页岩上复盖着砂土和粘土。开挖是在压缩空气下进行。这些桥墩虽有整块性质，但是它们是剧烈地鼓胀并且发生了裂缝，以致上层建筑物不能安装。从页岩内渗出的水是无色无味的。故施工时认为它并没有侵蚀作用。但是它含有相当于每公升有1.7克 H_2SO_4 的 SO_2 数量，这种物质的存在，使混凝土产生了强烈的膨胀。崩解很厉害，以致必须全部重建桥墩。

瑞士西文的一座房屋建于横断面积约1平方呎的混凝土墩上。施工后30年，某些墩的混凝土曾完全崩解。掺合料埋于一堆白色的粘着物体中，这物体主要是由碳酸钙组成。崩解显然是由于地下水内有碳酸而引起的。

长7,600呎的污水渠建于砂层内，这砂层夹有黄铁矿(FeS_2)的泥炭层。施工后数月，出现了纵向裂缝。沿着这裂缝的混凝土松软到可以用刀来切挖。

美国西部许多半干旱地区，土壤有高度的鹼性，并含有大量硫酸盐，足以使原来的混凝土产生迅速崩解。这种情况很普通而且又很重要，故各州和联邦政府曾进行许多研究，以决定混凝土崩解的原因和减少崩解作用的方法。

有害水分的检验方法

为了检验使混凝土产生崩解的各种物质的存在，必须采取和混凝土接触的水样约1加侖，并进行分析。即使没有理由去怀疑有害物质的存在，但是由于以后可能变质，故必须进行水质分析。如果有书面证明在施工期间的水质是安全的，则损害的起诉可以向水变质应负责任的关系人提出。研究的记载必须包括以下资料才是适当的：

现场内水的最低温度和年平均温度；

水的pH值和测验时的温度；

可溶固体的总量；

橘紅甲醯；

鈣(Ca)和硫酸鹽(SO_4)的含量；

氯(Cl)的含量，僅用于海水和帶鹼性的水。

如果有任何理由懷疑土壤內有硫酸鹽或硫化物，則還必須分析代表性土樣。

因為曾經一再觀察到地下水的侵蝕性在小的地區內也到處變化很大，故必須在若干鑽孔的每一鑽孔內在不同深度處採取地下水水樣。如果從冒水管、井筒或開口集水坑內採取水樣，則必須從水的底部附近採取水樣。在湖水或其它靜水內，也同樣必須在水的底部採取水樣。因為像二氧化碳或硫化氫的溶解氣體的含量是從水底向水面減少，故必須注意到這點。水面或水面附近的水的pH值和底部的水的pH值的相應差值可高達一個單位。

在正常情況下，試驗室內舉行的慣常化學分析可提供足夠的資料來說明水分是否有害。但是如果有任何證據指出有大量的溶解氣體，例如：從水內出現氣泡、有 H_2S 的氣味或試驗室內測定的pH值特別低（淡水小於7，或海水或帶鹼性的水小於8），則需要注意以下各點。採取水樣時必須有熟悉採取含氣水樣技術的衛生工程師或化學專家的指導，並且在現場上採取水樣後不久就進行pH值測驗，這是形成酸性的氣體成分的含量在運輸水樣至試驗室時是要減少的。如果氣體內含有 H_2S ，則最好是在慣常的水質分析以外，另外進行 H_2S 含量的測定。

混凝土招致化學變化的情況

如果有害物質可以安全地不予考慮的最大含量，不僅取決于混凝土的性質，水泥成份和混凝土和水的接觸程度，而且也取決于溶解水中的其它物質的性質。

一般水內或土內含有硫酸鹽0.1%以上就會侵蝕混凝土。

硫化氫也會侵蝕混凝土，但是在什麼情況下硫化氫會使混凝土崩解，則尚未清晰地瞭解。如果硫化氫或任何其它硫化物有機會氧化，則形成硫酸鹽。至于硫酸鹽的作用，已在前面述及。

如果淡水內二氧化碳的含量足以使水變酸性，也就是如果水的pH值小於7，則它的存在可使和它接觸的混凝土發生嚴重的崩解。但是並不是所有的水的pH值小於7就是有侵蝕性的。如果海水的pH值約小於7.3，則可能認為是有危險性的。遇有可疑情況或在邊界的情況，就需要專家的建議。

混凝土化學變化的減緩方法

在某些地區內，水是有害的，混凝土和它接觸後在較短的時間內就會崩解。在這些地區內，如果可能的話，混凝土基礎的底部必須建立在最高地下水水位以上。如果不能這樣，則必須採取各種方法使混凝土儘可能不透水。混凝土必須是最濃的，而且必須採用和適當的和易性相一致的最小水灰比。在摻合料選擇中以及在混凝土的拌和、澆灌和養護中必須特別注意。由於溫度而使大塊混凝土體積變化的應力必然很大，在這種大塊混凝土中，採用低溫水泥或特種水泥可使裂縫減少或完全消除。在每日的最低溫度小於年平均溫度時澆灌大塊混凝土也是有利的。如果不能這樣做，或者如果混凝土的體積很大，則最好是採用人工冷卻法。

對於和硫酸鹽接觸的建築物，設計人員必須規定採用具有低三石灰氧化鋁或低四石灰氧化鋁鐵特性的抗硫酸鹽水泥，它優于低溫水泥或特種水泥。和硫酸鹽接觸的任何建

筑物不能用标准波特兰水泥。

由于没有一种波特兰水泥是抗酸性的，所以如果天然水份是酸性，例如水内含有碳酸和硫酸，则对于和这种水接触的建筑物，主要是依靠混凝土的低透水性和裂缝的不发生。因为低透水性仅能减缓崩解，但是不能防止崩解，故混凝土和含有大量自由酸的水份接触时，最后它便会崩解。小的混凝土构件可在一年内崩解，而大的混凝土块则约在30年内崩解。

参考文献

63.1. F. M. Lea and C. H. Desch, *The Chemistry of Cement and Concrete*, Arnold, London, 1935. 本书共三章，专论水化水泥和水内有害物质之间的相互作用。讨论是依据试验结果，小部分是依据具体情况的记载。碳酸对于混凝土的作用的讨论，在原理上是正确的，但是就今日对于天然水中 CaCO_3 的可溶性知识而言，作者所建议测定含有 CO_2 的水的侵蚀性的定量标准必须修订。

63.2. A. Kleinlogel, *Influences on Concrete* (in German), third edition, Berlin, 1930.

附录 設計和施工的其它問題

附录的范围

由于篇幅的限制,虽然許多問題属于第三編的内容,但是还不能在本書內論述,因此关于这些問題的討論和所选参考文献概括如下,以便讀者参考。这些問題包括公路和飞机場的地基研究、板桩岸牆的設計、圍堰的設計、土壤內的隧道工程、涵洞的設計以及土壤內用水泥和化学藥品的灌浆方法。

公路和飞机場的地基研究

硬面公路系統在美国和国外的迅速发展促进在公路設計以前必須彻底探驗路基土壤和改进路基土壤的处理方法。因此开始了一种高度專門性的土力学,叫做公路土工学。第二次世界大战中軍事空运的迫切需要产生另一种土力学,叫做飞机場土工学。

和基础的地基土壤状态相反,对于公路和飞机場地基土壤状态有决定性影响的是气候情况。因此,依据試驗室結果得到的一般結論和在地理学上所限制地区內的管理經驗是使人很迷惑的。

对于路基土壤勘测、土壤試驗、土壤分类和路基土壤和底层处理,目前美国公路工程实践的总結可參閱 L. I. Howes, *American Highway Practice*, Wiley, New York, 1942, Vol. 1, Chapter III and IV and Appendix IV, 关于民用飞机場設計的同样知識可參閱 Glidden, Law, and Cowles, *Airports*, McGraw-Hill, New York, 1946, Chapter IV and VII, and sample specification in the appendix. 述及軍用飞机場的設計規程的有 Middlebrooks and Bertram, *Soil Tests for Design of Runway Pavements*, Proc. Highway Research Board, Vol. 22, 1942, pp. 144-173。跑道的刚性路面和柔性路面的相对功用仍是在爭論中。

板桩岸牆的設計

板桩岸牆的功用和擋土牆相同,但是由于它們是由单排板桩組成,故它們需要外部的支撐。板桩的下端是埋入土內,而它的上端是鉗住在鉗板、鉗牆或鉗樁羣上。直至最近,一般深信板桩岸牆上的土压力是用擋土牆上的同一規律来确定的。即使今日,岸牆設計的慣用方法还是依据这个假定,但是經驗、試驗和理論的研究指出,板桩的最大弯曲力矩可远較依据慣用方法所計算者为小。另一方面,实际的鉗着拉力大于計算值,而且大部岸牆的損毀是由于鉗着工程的損毀。

岸牆設計的理論原則可參閱 K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1943, pp. 216-234, 並附有参考文献。亦可參閱 J. P. R. N. Stroyer, *Earth Pressure on Flexible Walls*, Paper 5024, *J. Inst. Civil Engrs. (London)*, Vol. 1, 1935-36, pp. 94, 139; discussions, pp. 550-557。該文述及模型試驗的結果指出岸牆的向外变形对于最大弯曲力矩的影响的重要性。

圍堰的稳定性和坚固性

圍堰是工作期間的暂时壩。它們建筑在进行施工地址的四周,施工操作是在靜水或河水的水面以下抽乾地区中进行的。圍堰設計必須考慮堰身上作用的水头大小、排水面积的大小、地基土壤的情况、外側水位的涨落和圍堰外側堰面的冲刷可能性。对于确定圍堰的稳定性和坚固性的情况的分析可參閱 *Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams*, by K. Terzaghi, *Trans. ASCE*, Paper 2253, Vol. 110, 1945, pp. 1083-1119; discussions pp. 1120-1202。各种不同圍堰的实际經驗的丰富总結可參閱 L. White and E. A. Prentis, *Cofferdams*, Columbia University Press, New York, 1940, pp. 93-253。这書的理論部分內某些論点和观点(第1至92頁)是在爭論中,模型研究

的实用价值过于重视。模型試驗的結果並不較第 39 节的流网方法更为可靠。

土壤內的隧道工程

临时的隧道支撑上土压力和永久的隧道支撑上土压力必須加以区别。临时鑲护工程支撑着隧道的頂和兩壁，一直到永久鑲护工程能够容易地建筑为止。隧道或井筒开挖和安裝临时鑲护工程之时，四周土壤的抗剪强度可能全部起作用。这时隧道鑲护工程上的压力主要由穹拱作用的定律所控制（見 K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, pp.66-76 and 194-215）。永久隧道鑲护工程建筑后，隧道上的压力在某些時間內是增加的。在地下水水位以上的砂土內，这种增加祇是一般的，但是在湿胀的硬粘土中它是很大的。

土壤隧道上所遇到的土压力現象和土壤侵入隧道的趋势中所引起困难的解决方法可參閱 R.V. Proctor and T.L. Whitte, *Earth Tunneling with Steel Supports*, The Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, 1948, Section I: Principles of Earth Tunneling, by K. Terzaghi.

下陷的隧道頂面以上砂土內的穹拱作用的实验研究結果見 K. Terzaghi, *Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door*, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1936, Vol. I, pp. 307-311. 軟粉沙和軟粘土內隧道的临时鑲护工程和永久鑲护工程上压力的測驗結果見 G. M. Rapp and A.H. Baker, *The Measurement of Soil Pressures on the Lining of the Midtown Hudson Tunnel*, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1936, Vol. II, pp.150-156; K. Terzaghi, *Liner Plate Tunnels on the Chicago, (Ill.) Subway*, *Trans. ASCE*, Paper 2200, Vol. 108, 1943, pp. 970-1007; W.S. Housel, *Earth Pressure on Tunnels*, *Trans. ASCE*, Paper 2200, Vol. 108, 1943, pp.1027-1058; 及 K. Terzaghi, *Shield Tunnels of the Chicago Subway*, *J. Boston Soc. Civil Engrs.*, Vol. 29, 1942, pp.163-210.

对于土壤內隧道的永久鑲护工程的设计所依据的假定，意見是很分歧的。关于这方面，可參閱 K. Terzaghi 的以上两篇最后論文。也可參閱 G.L. Groves, *Tunnels Linings with Special Reference to a New Form of Reinforced Concrete Lining*, *J. Inst. Civil Engrs. (London)*, Paper 5304, March 1943, pp.29-64; discussions, October 1943, pp.357-365.

涵洞的设计

涵洞是隧道式的水道，建筑在敞口挖方中，随后就埋于土中。如果涵洞是在非鋼性基底上，則它不仅受到土压力作用，而且由于填土底部的槽形沉陷，它还在縱軸方向的垂直平面上受到弯曲作用。由于有增加填土底部寬度的剪应力，所以它还受到軸向的张力作用。涵洞由于軸向张力而損毀並非不常見的。

涵洞外側上土压力的分佈，在很大程度上是取决于涵洞牆的坚固性和涵洞兩側填土的压缩性。目前的涵洞设计方法尚未充分考虑到这种重要事实。大部方法是依据了涵洞是剛体的假定。因此，长方形横断面的涵洞牆中或圆形横断面的涵洞殼中的实际弯曲力矩远較計算值为小。在查閱参考文献时，必須記住这种事实。

目前美国在涵洞设计中的实践总结可參閱 L. I. Hewes, *American Highway Practices*, Wiley, New York, 1942, Vol. II, Appendixes I and II. 也可參閱 *Handbook of Culvert and Drainage Practice*, Armco International Corporation, Middletown, Ohio, 1938, pp. 11-118. 挖而后填的涵洞上土压力的測驗結果見 D. B. Gumensky, *Achieving Strength and Tightness in Cut-and-cover Conduit*, *Eng. News-Record*, Vol. 117, 1936, pp.633-635. 在不同填土情况和涵洞剛性情况下，可得到完全不同的結果。

水泥和化学藥品的灌漿方法

在土壤內灌漿的目的是減少滲入挖方內的水量，或增加土壤的載重能力。如果砂土或砂礫混合物的有效粒徑約大於 1 公厘，則可在壓力下把洋灰漿注射入土壤孔隙中，使這種土壤變成混凝土。細砂和極細砂會用兩種不同化學藥品連續注射而使它們硬化，這些化學藥品在這種砂土的孔隙中的作用，形成了硬而十分不透水的結合體。可以在細砂和極細砂內注射一種溶液使它的透水性減少，但強度並不顯著增加，這種溶液在注射以後一小時或數小時凝結成一種膠體。在細粉沙或粘土中，用這兩種方法都不會成功，因為這些土壤的低透水性在合理長的時間內防止了它的浸入。

主要的灌漿方法和這些方法可以成功應用的條件總結可參考 K. Terzaghi, Open Discussion M-6, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Mass., 1936, Vol. III, pp. 180-182; J. H. Pfeiffer, A New Method of Impermeabilizing and Improving the Physical Properties of Pervious Subsoils by Injecting Bituminous Emulsions, *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Vol. I, pp. 263-266; 及 G.D. Radio "The Foundation of the Building La Baloise in Lugano, Switzerland, Involving Modern Methods in Deep Foundation Technique", *Proc. Intern. Conf. Soil Mech.*, Cambridge, Vol. III, pp. 215-226. 細砂內用兩種化學藥品的灌漿方法的實際應用可參閱 K. Pohl, Use of Silicification for Construction in Running Ground, Process of H. Joosten (in French), *Genie Civil* (Paris), Vol. C, Jan., 2, 1932, pp. 14-17.

有時粗礫土壤會用粘土或斑脫粘土的渾液來灌注，但是發表的資料尚未說明成功應用這種方法的條件。

人名、地名中英文对照表

土基斯坦	三 画	犹 他	Utah
大 湖	Turkistan	怀俄民	Wyoming
	Great Lakes	达 塞	Darcy
丹 佛	四 画		八 画
王后中鎮隧道	Denver	依斯太堡	Istanbul
巴布斯維利	Queens-Midtown Tunnel	拉伐意得	Lafayette
文哥佛	Barboursville	拉伯拉斯	Laplace
厄薛納	Vancouver	低 馬	Yuma
厄斯寇	Epinay	波士頓	Boston
尼卡波洛克	Esker	波 松	Poisson
	Knickerbocker	波特蘭	Portland
卡姆登	五 画	波薩利	Borrasse
卡薩克蘭特	Camden	波 藤	Bouden
卡脫斯維利	A. Casa grande	法尔巴萊索	Valparaiso
印第安那	Cartersville	法蘭克福	Frankfurt
史坦丁	Indiana	帕洛弗登斯	Providence
司篤克	Stettin	帕薩緬魁頭	Passamaquoddy
加利福尼亞	Stokes	泥山堤	Mud Mountain Dam
布朗运动	California	阿太堡	Atterberg
布魯克萊	Brownian Movement	阿肯色	Arkansas
布魯塞爾	Brooklyn	阿卡白脫拉	ArLabutia
田納西	Brussels	阿尔卑斯	Alps
长 島	Tennessee	阿尔婆尼	Albani
汉寿湖堤	Long Island	趙納生	Danison
汉斯顿	Houser Lake Dam	易北河	Elbe River
旧金山	Houston	孟斐斯	Memphis
	San Francisco	明尼阿波利斯	Minneapolis
西 文	六 画	金斯萊	Kingsley
西門子	Seewen	底特律	Detroit
西弗吉尼亚	Siemens	运河区	Canal Zone
西 場	West Virginia	欧尔华河	Elwha River
伊利諾斯	West Field	罗森卡登	Rosengarten
伊利湖	Illinois	罗德島	Rhode Island
伊普勒	Erie Lake		九 画
亞拉巴馬	Ypres	俄亥俄	Ohio
亞利桑那	Alabama	俄勒岡	Oregon
亞克隆	Arizona	哈得遜	Hudson
亞特蘭太	Akron	哈得福特	Hartford
華薩基	Atlanta	查理士敦	Charleston
乔治亚	Wasatch	南卡罗萊納	South Carolina
乔斯顿	Georgia	郎 肯	Rankine
	Jooston	洛佛利式	Louvre-type
克莱佛蘭克	七 画	洛 恩	Rhone
克利夫蘭	Claverack	科白梭克海湾	Cobsock Bay
但尼伯	Cleveland	科罗拉多	Colorado
利察蒙	Danube	芝加哥	Chicago
那罗拉	Richmond	芝加哥	Chicopee
佛里斯怀克	Narora	威灵吞	Wellington
	Vreeswijk	帝 谷	Imperial Valley

恆 河	Ganges River	萊因蘭	Rhineland
星塔启	Kentucky	菲列得尔菲亚	Philadelphia
	十 画		十 三 画
紐瓦克	Newark	塞得达尔其	Södertälje
紐 約	New York	塞蘭島	Zeeland
納斯卡	Nockar	聖保羅	St. Paul
格	Gow	聖他克拉蘭河谷	Santa Clara Valley
格利姆	R. E. Grim	聖梳萊白	St. Thuriibe
泰萊斯維利	Taylorville	聖路易	St. Louis
神 戶	Kobe	聖羅稜士	St. Lawrence
庫 倫	Coulomb	路易斯維利	Louisville
庫爾曼	Culmann	新倫敦	New London
特 留	Drou	新英格蘭	New England
馬希爾溪	Marshall Creek	新奧爾良	New Orleans
馬斯克	Muskegon	新澤西	New Jersey
馬薩諸塞	Massachusetts	新墨西哥	New Mexico
愛倫哈淨	Allen Hazen	雷登倍契	Redtenbacher
賓夕法尼亞	Pennsylvania	奧克蘭	Oakland
克尼才脫	Gonissiat		十 四 画
	十 一 画	僧 陀	Sanders
密西西比河	Mississippi River	赫 利	Hiley
密苏里	Missouri	蒙大拿	Montana
密执安	Michigan	蒲洛克托	Proctor
基尔运河	Kiel Canal	維也納	Vienna
培尔培亚	Balboa	魁北克	Quebec
庫涅茲格	Connecticut		十 五 画
麻省理工学院	M. I. T.	墨西哥城	Mexico City
得克薩斯	Texas	鮑尼維利	Bonneville
	十 二 画	鮑沁納斯克	Boussinosq
傑克遜維利	Jacksonville	德人鎮堤	Germantown Dam
堪薩斯	Kansas	慕尼黑	Munich
斯培西亞	Spezia	福脫伯克	Fort Peck
斯堪的納維亞	Scandinavia	緬 因	Maine
斯維爾河	Svir River	摩 尔	Malr
溫尼伯	Winnipeg		十六画至二十画
普司洛	Poiseuille	錢福特	Chingford
萊 恩	Lynn		

